



TITLE:

遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策設計法に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

濱田, 信彦

CITATION:

濱田, 信彦. 遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策設計法に関する研究. 京都大学, 2005, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2005-09-26

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k11863>

RIGHT:

遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策設計法に関する研究

平成17年9月

濱 田 信 彦

遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策設計法に関する研究

2005年9月

濱 田 信 彦

目 次

第1章 序 論

| | | |
|-----|------------|---|
| 1-1 | 研究の目的と位置付け | 1 |
| 1-2 | 研究のフロー | 2 |
| 1-3 | 本論文の構成 | 3 |
| | 第1章の参考文献 | 4 |

第2章 既往研究の調査と問題点

| | | |
|-------|------------------------------|----|
| 2-1 | 地中構造物の液状化による被害と液状化対策設計法の概要 | 5 |
| 2-1-1 | 過去の地震における地中構造物の液状化による被害の特徴 | 5 |
| 2-1-2 | 液状化対策設計法の考え方とその変遷 | 7 |
| 2-2 | 地中構造物の液状化時浮き上がりに関する既往の研究と課題 | 14 |
| 2-2-1 | 地中構造物の液状化時浮き上がりに関する既往の研究 | 14 |
| 2-2-2 | 地中構造物の液状化時浮き上がり対策に関する既往の研究 | 15 |
| 2-3 | 遮水壁を利用した地中構造物の液状化対策設計法における課題 | 17 |
| | 第2章の参考文献 | 19 |

第3章 方法論

| | | |
|-------|--------------------|----|
| 3-1 | 遮水壁を利用した液状化対策工法の原理 | 23 |
| 3-2 | 実験手法の概要 | 24 |
| 3-2-1 | 遠心力場の振動実験装置 | 24 |
| 3-2-2 | 実験における相似則 | 27 |
| 3-3 | 解析手法の概要 | 28 |
| 3-3-1 | 有効応力解析による手法 | 28 |
| 3-3-2 | 梁バネモデルによる解析手法 | 31 |
| 3-3-3 | 残留沈下の評価手法 | 32 |
| | 第3章の参考文献 | 33 |

第4章 遮水壁による液状化時浮き上がり防止効果の確認実験

| | | |
|---------|---------------------------------|----|
| 4-1 | 概要 | 35 |
| 4-2 | 実験ケース | 35 |
| 4-3 | 実験-1(遮水壁がないケース) | 36 |
| 4-3-1 | 実験概要(実験-1) | 36 |
| 4-3-2 | 実験結果(実験-1) | 39 |
| 4-3-3 | 構造物浮き上がり後の地盤の変位分布(追加実験-1) | 45 |
| 4-3-4 | 液状化後の地盤沈下計測用遠心模型実験(追加実験-2) | 48 |
| 4-3-4-1 | 実験概要(追加実験-2) | 48 |
| 4-3-4-2 | 実験結果(追加実験-2) | 49 |
| 4-4 | 実験-2(遮水壁:厚さ2mm, 非液状化層への根入れ10cm) | 52 |

| | | |
|----------|---|-----|
| 4-4-1 | 実験概要(実験-2) | 52 |
| 4-4-2 | 実験結果(実験-2) | 57 |
| 4-5 | 実験-3(遮水壁:厚さ2mm, 非液状化層への根入れ5cm) | 73 |
| 4-5-1 | 実験概要(実験-3) | 73 |
| 4-5-2 | 実験結果(実験-3) | 77 |
| 4-6 | 実験-4(遮水壁:厚さ3mm, 非液状化層への根入れ5cm) | 88 |
| 4-6-1 | 実験概要(実験-4) | 88 |
| 4-6-2 | 実験結果(実験-4) | 91 |
| 4-7 | 実験-5(遮水壁:厚さ3mm, 非液状化層への根入れ7.5cm) | 103 |
| 4-7-1 | 実験概要(実験-5) | 103 |
| 4-7-2 | 実験結果(実験-5) | 106 |
| 4-8 | 実験-6, 実験-7(遮水壁:厚さ2mmと3mm, 非液状化層への根入れ5cm, 構造物下液状化層厚16cm) | 116 |
| 4-8-1 | 実験概要(実験-6, 実験-7) | 116 |
| 4-8-2 | 実験結果(実験-6, 実験-7) | 118 |
| 4-9 | 実験のまとめ | 139 |
| 第4章の参考文献 | | 141 |

第5章 遮水壁の地震時挙動評価のための数値解析

| | | |
|----------|------------------------------------|-----|
| 5-1 | 概要 | 143 |
| 5-2 | 2次元液状化解析における解析条件 | 144 |
| 5-2-1 | 基本的解析条件 | 144 |
| 5-2-2 | 解析ケース | 144 |
| 5-2-3 | 地盤条件 | 145 |
| 5-2-4 | 解析モデルと解析条件 | 148 |
| 5-2-5 | 入力地震動 | 156 |
| 5-2-6 | 土質パラメータ | 158 |
| 5-2-7 | 自重解析 | 163 |
| 5-3 | 2次元液状化解析による地震主要動時の検討 | 164 |
| 5-3-1 | 解析結果(解析-1:実構造物) | 164 |
| 5-3-1-1 | 動的応答, 液状化の影響(解析-1) | 164 |
| 5-3-1-2 | 液状化終息後の残留沈下(解析-1) | 181 |
| 5-3-2 | 解析結果(解析-2:遠心模型実験:遮水壁の根入れ10cm) | 183 |
| 5-3-2-1 | 動的応答, 液状化の影響(解析-2) | 183 |
| 5-3-2-2 | 液状化終息後の残留沈下(解析-2) | 197 |
| 5-3-3 | 解析結果(解析-3:遠心模型実験:遮水壁の根入れ5cm) | 199 |
| 5-3-3-1 | 動的応答, 液状化の影響(解析-3) | 199 |
| 5-3-3-2 | 液状化終息後の残留沈下(解析-3) | 212 |
| 5-4 | 梁バネモデルを用いた2次元骨組解析による液状化圧作用時の遮水壁の検討 | 214 |
| 5-4-1 | 解析モデルと遮水壁への作用圧 | 214 |
| 5-4-2 | 解析結果 | 217 |
| 5-4-3 | 液状化圧作用時の遮水壁の解析方法のまとめ | 217 |
| 5-5 | 数値解析のまとめ | 220 |
| 第5章の参考文献 | | 221 |

第6章 液状化対策効果を期待する遮水壁設計手法の提案

| | | |
|-----|------------------------|-----|
| 6-1 | 概要 | 223 |
| 6-2 | 遮水壁の設置による構造物の浮き上がり量の変化 | 223 |

| | | |
|----------|---------------------------|-----|
| 6-3 | 構造物の浮き上がり量と遮水壁の変形量の関係 | 225 |
| 6-4 | 遮水壁の変形要因と数値解析 | 226 |
| 6-4-1 | 梁バネモデルの改良 | 226 |
| 6-4-2 | 過剰間隙水圧上昇に伴う非液状化層の剛性低下の影響 | 226 |
| 6-4-3 | 構造物浮上がりに伴う液状化圧の変化の影響 | 230 |
| 6-5 | 構造物の浮き上がり量に影響を与えるパラメータの検討 | 236 |
| 6-5-1 | 遮水壁の剛性の影響 | 236 |
| 6-5-2 | 構造物下の液状化層厚の影響 | 239 |
| 6-5-3 | 遮水壁の根入れ長さの影響 | 243 |
| 6-6 | 設計手法の提案 | 245 |
| 6-6-1 | 地震主要動に対する設計(STEP1) | 246 |
| 6-6-2 | 液状化圧に対する設計(STEP2) | 246 |
| 6-6-3 | 液状化終息後の沈下に対する設計(STEP3) | 247 |
| 6-7 | 設計手法の適用性の検討 | 248 |
| 6-7-1 | 液状化検討対象箇所の諸元 | 248 |
| 6-7-2 | モデルケースでの試算 | 249 |
| 6-8 | 地下水位変動リスクによる液状化時安定性の照査 | 254 |
| 6-8-1 | 検討手法の概要 | 254 |
| 6-8-2 | 地下水位の変動予測 | 255 |
| 6-8-3 | 地下水位変動リスクによる液状化時安定性の照査 | 256 |
| 6-9 | 設計手法のまとめ | 257 |
| 第6章の参考文献 | | 260 |

第7章 結 論

| | |
|-----|-----|
| 結 論 | 261 |
|-----|-----|

| | |
|-----|---|
| 謝 辞 | i |
|-----|---|

| | |
|--------|---|
| 発表論文一覧 | i |
|--------|---|

第1章 序 論

| | | |
|----------|------------|---|
| 1-1 | 研究の目的と位置付け | 1 |
| 1-2 | 研究のフロー | 2 |
| 1-3 | 本論文の構成 | 3 |
| 第1章の参考文献 | | 4 |

第1章 序 論

1-1 研究の目的と位置付け

都市高速道路は、従来高架形式(橋梁)が主流であったが、近年、地球環境問題への意識の高まりとともに、騒音防止、景観、排気ガス防止などの環境面、都市空間の有効利用などの社会的要請を受けて、地下構造化が進んでいる(図 1.1-1 参照)^{1)・2)}。しかし、地下構造化は道路建設費の増大を招き、バブル後の経済状況においては工事費の縮減が事業実施上の重要な課題となっている。地下道路は、一般に工事費が道路の設置される深さに伴って上昇することや平面街路とのアクセス性を考慮し、できるだけ浅い深度に計画されるのが一般的である。

また、阪神地域においては、ゆるい砂、軟弱な粘性土中心の沖積地盤が広がり、とくに高速道路に利用されることの多い河川周辺は特にその傾向が強い。この場合、前述のゆるい砂層が道路以深に残り、しかも地下水位が高いために、地震時に液状化が発生し、浮き上がりや流動、傾斜などの残留変形を起こすことが懸念される。

これまででは、液状化層が道路構造物下部に存在する場合、対象土層の地盤改良(固化)工法等による対策を採用してきたが、地盤改良工法は工費の増加を来し、特に構造物幅の大きい道路では、建設費に占める割合が大きくなり、合理的な対応とは言えない状況にある。そこで地震時に液状化する層が道路構造物下部に存在する場合に地盤改良工法によらないで、構造物の浮き上がり、移動を抑制し、地震後早期に交通を供用できる対策工法を考案する必要がでてきた。

一方、兵庫県南部地震後の構造物の耐震設計においては、レベル2地震動を想定することが提言され^{5)・7)}、従来の許容応力度設計体系から、変位に着目した性能規定型の設計体系への移行が望まれている^{8)・9)}。

本論文で提案する「遮水壁を利用した地震時液状化対策工法」は、遮水壁により構造物下部の非液状化地盤までを囲む閉鎖空間を設けて、構造物の浮き上がり量を低減することをめざしたものであり¹⁰⁾、本工法を採用すれば従来の地盤改良工法に比べて大幅な工費の縮減が可能となり、環境にも優しい工法の実現が可能になると考えられる。本論文では、これまで設計手法の確立されていなかった「遮水壁を利用した地震時液状化対策工法」について、遠心載荷模型振動実験、数値解析等を実施し、設計に影響を与える要因を分析した上で、具体的な設計手法の提案を行うものである。



図 1.1-1 都市高速道路計画の一例^{3)・4)}

1-2 研究のフロー

本研究では、遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策工法について、実験によりその有効性を確認したうえで解析を実施し、設計手法の提案を行うことを主たる目的とした。本研究のフローを図 1.2-1 に示す。

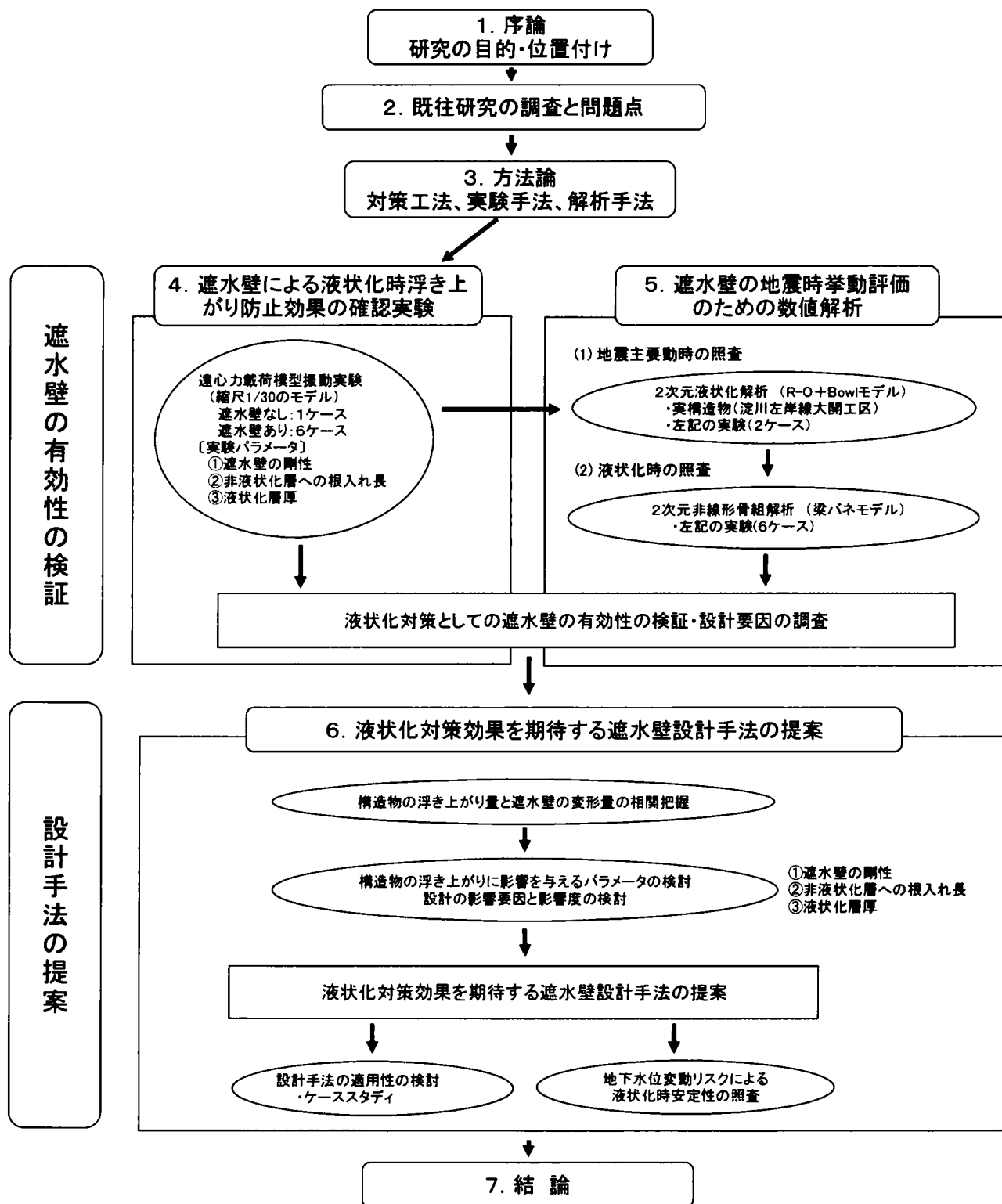


図 1.2-1 本研究のフロー

1-3 本論文の構成

本論文は、以下に示す全7章から構成されている。各章の概要を以下に記す。各章の関連性は、図1.2-1の研究フローに示したとおりである。

第1章では、本研究の目的、位置付け、論文の構成について記述する。

第2章では、過去の地中構造物の液状化による被害を振り返った上で、液状化対策の変遷と設計法の概要を述べる。また、液状化時の地中構造物の浮き上がり現象とその防止目的で用いられている工法に関する既往の研究について述べ、問題点を抽出する。

第3章では、本論文で扱う「遮水壁を利用した地震時液状化対策工法」の原理について述べる。また、本工法の浮き上がり防止効果の有効性検証に用いた遠心力载荷模型振動実験の概要を述べるとともに、有効応力概念に基づく非線形時刻歴応答解析（動的解析）と梁バネモデルを用いた非線形骨組解析（静的解析）の概要、そして液状化後の残留沈下の評価方法の概要について述べる。

第4章では、遮水壁の有効性を確認する目的で実施した遠心力载荷模型振動実験の具体的な方法と結果について述べる。この実験では、遮水壁がある場合とない場合のそれぞれのケースについて実験を行い、遮水壁の有する浮き上がり対策の有効性を検証する。次に、遮水壁の剛性、非液状化層への根入れ長、液状化層厚をパラメータとした実験を行い、それぞれの結果について説明するとともに、浮き上がり抑制効果への影響度について考察を加える。

第5章では、遮水壁の有効性に影響を与える要因を調査する目的で実施した地震主要動時の有効応力解析と液状化時の梁バネモデルによる非線形骨組解析の具体的な方法と結果について述べる。ここでは、解析のケースとして、実構造物のモデルと4章で実施した実験のモデルを選定している。

第6章では、4、5章の結果をもとに、設計手法提案に向けた要因の調査・検討を行ったうえで、設計手法の改善に向けた着目点の検討を行い、「液状化対策効果を期待する遮水壁」に関する新たな設計手法の提案を行う。また、今後の道路計画を想定したケーススタディを実施し、本設計手法の適用性を検討する。さらに、近年の地下水位変動（回復上昇）をリスクとして捉えた場合の液状化時の地中構造物安定性への影響に対する考察を加える。

第7章では、本研究で得られた知見をまとめ、結論とするとともに、今後の展望について述べる。

第 1 章の参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：淀川左岸線（2期）の建設に関する検討委員会 委員会概要書，2004
- 2) http://www.osaka.hepc.go.jp/works/src/yodosa2/works_iinkai_top.html
- 3) 阪神高速道路公団：淀川左岸線（1期）パンフレット，2003
- 4) 阪神高速道路公団：淀川左岸線（2期）パンフレット，2003
- 5) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第1次提言），1995
- 6) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する第2次提言，1996
- 7) (社)土木学会：土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説，2001
- 8) 日本地震工学会：性能規定型耐震設計法の現状と課題，性能規定型耐震設計法に関する研究委員会 平成15年度報告書，pp.73-86，2004
- 9) 日本地震工学会：性能規定型耐震設計法 ―性能目標と限界状態はいかにあるべきか―，性能規定型耐震設計法に関する研究委員会 平成16年度報告書，pp.101-116，2005
- 10) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，pp.155-157，1991

第2章 既往研究の調査と問題点

| | | |
|----------|------------------------------|----|
| 2-1 | 地中構造物の液状化による被害と液状化対策設計法の概要 | 5 |
| 2-1-1 | 過去の地震における地中構造物の液状化による被害の特徴 | 5 |
| 2-1-2 | 液状化対策設計法の考え方とその変遷 | 7 |
| 2-2 | 地中構造物の液状化時浮き上がりに関する既往の研究と課題 | 14 |
| 2-2-1 | 地中構造物の液状化時浮き上がりに関する既往の研究 | 14 |
| 2-2-2 | 地中構造物の液状化時浮き上がり対策に関する既往の研究 | 15 |
| 2-3 | 遮水壁を利用した地中構造物の液状化対策設計法における課題 | 17 |
| 第2章の参考文献 | | 19 |

第2章 既往研究の調査と問題点

2-1 地中構造物の液状化による被害と液状化対策設計法の概要

2-1-1 過去の地震における地中構造物の液状化による被害の特徴

液状化は、「間隙水圧が上昇して有効応力が減少する結果、飽和砂質土がせん断強度を失うこと」であり、このような間隙水圧の上昇要因には、地震によるせん断応力が繰り返し作用する場合のほか、機械振動の影響や波の作用がある^(例えば、1)、2)。ここでは、地震時の地盤液状化によりもたらされた被害の主なものについて述べる。

液状化による被害が認識されたのは1964年の新潟地震以降のことである。表2.1-1は、新潟地震以降で液状化が発生した主な地震とその液状化によって生じたと考えられる被害を示している。液状化被害と特徴から、液状化によって地盤がせん断強度を失い、それによって構造物に被害が及んだ結果であることが推察される。液状化によって生じる被害は、比較的新しい堆積地盤、埋立て地盤などで発生することが多い。1995年の兵庫県南部地震においてもウォーターフロントの埋立地で多様な液状化被害が発生し、液状化の怖さと対策の重要性を改めて問われる契機となった。

図2.1-2は、液状化に起因する一般的な被害パターンを模式的にまとめたものである。地中構造物においても、液状化により管路の折損、抜け、浮き上がりをはじめとする多様な被害形態が生じること示している^(例えば、4)、5)。写真2.1-1は、1964年新潟地震によって発生した地下浄化槽の浮き上がり被害事例を示している。また、写真2.1-2は、1993年釧路沖地震によって発生した下水道マンホールの浮き上がり被害事例を示している。マンホールは泥炭層と沖積砂層の境界部に埋設され砂で埋戻しされており、この浮き上がりは埋戻し土の液状化に起因するものと推測されている。この液状化の発生要因は、軟弱な泥炭層であるために地震応答が大きかったことと、泥炭層が不透水層で、しかも表土が凍結し非排水条件となっていたことが挙げられている⁶⁾。

表 2.1-1 新潟地震以降の主な地震と液状化被害³⁾に加重

| 地震名 | 液状化被害と特徴 |
|----------------------------------|--|
| 新潟地震 (発生日:1964.6.16) | ・直接基礎の構造物の倒壊 ・昭和大橋の落橋 ・下水マンホール、沈砂池の浮き上がり、埋設管の被害 ・河川護岸の永久変形 |
| 十勝沖地震 (発生日:1968.5.16) | ・土構造物の局所沈下、すべり破壊 ・造成盛土上の木造家屋の傾斜、移動 |
| 伊豆大島近海地震 (発生日:1978.1.14) | ・低塑性土の液状化による斜面崩壊 |
| 宮城県沖地震 (発生日:1978.6.12) | ・下水管とマンホールの接続部の破損 ・河川堤防の沈下、すべり ・矢板岸壁のはらみ出し |
| 日本海中部地震 (発生日:1983.5.26) | ・液状化による港湾施設、堤防、道路盛土の被害 ・タンクの不同沈下 ・地下オイルタンクの浮き上がり ・再液状化現象の確認 |
| 千葉県東方沖地震 (発生日:1987.12.17) | ・臨海埋立地における液状化現象 |
| 平成5年釧路沖地震 (発生日:1993.1.15) | ・マンホール等、地中構造物の浮き上がり ・河川堤防の沈下、すべり ・矢板岸壁のはらみ出し、エフロンの沈下 |
| 平成5年北海道南西沖地震 (発生日:1993.7.12) | ・地下タンク、マンホールの浮き上がり ・基礎地盤の液状化による河川堤防のクラックと天端沈下 ・ケーソン岸壁の移動、矢板岸壁のはらみ出し、折損 |
| 平成6年北海道東方沖地震 (発生日:1994.10.4) | ・浄化槽、マンホールの浮き上がり ・再液状化現象の確認 |
| 三陸はるか沖地震 (発生日:1994.12.28) | ・埋立地の液状化による港湾施設の被害 |
| 平成7年兵庫県南部地震 (発生日:1995.1.17) | ・埋立地、港湾における液状化と側方流動 ・杭基礎構造物、埋設構造物の流動による被害 ・まさ土などの液状化 |
| 平成12年鳥取県西部地震 (発生日:2000.10.6) | ・埋立地の液状化 ・斜面の崩壊 |
| 平成13年芸予地震 (発生日:2001.3.24) | ・急傾斜地の被害 |
| 平成16年新潟県中越地震 (発生日:2004.10.23) | ・埋め戻し土の液状化によるマンホールと管路の浮き上がり |

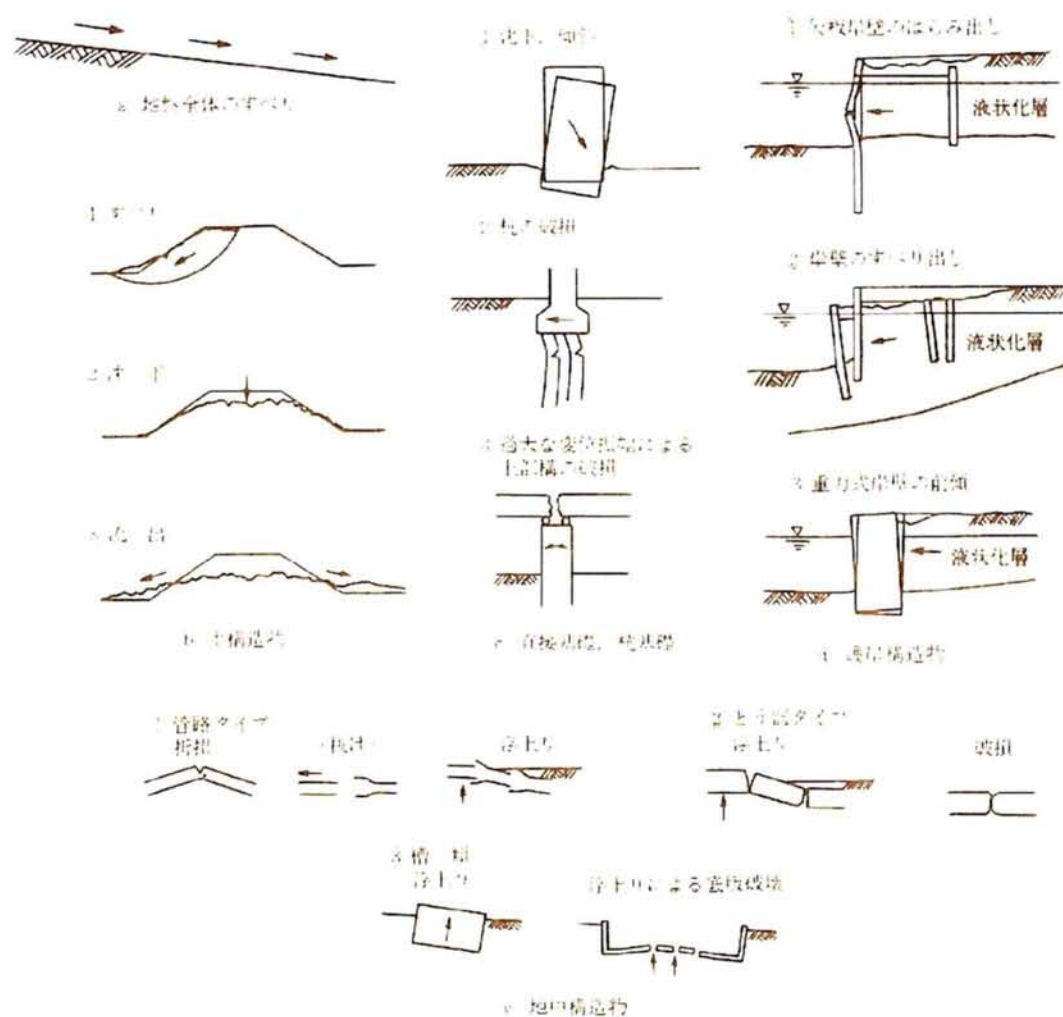


図 2.1-1 液状化による構造物の被害パターン⁴⁾

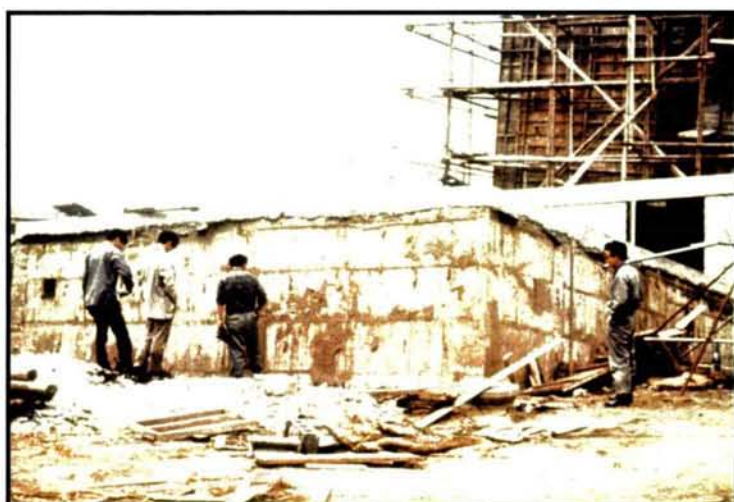


写真 2.1-1 地下浄化槽の浮き上がり被害
(1964 年新潟地震)⁷⁾

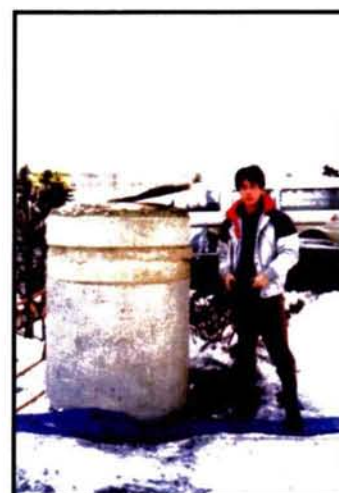


写真 2.1-2 下水マンホールの浮き上がり被害
(1993 年釧路沖地震)〔清水建設提供〕

2-1-2 液状化対策設計法の考え方とその変遷

液状化対策の設計においては、まず液状化の可能性を判定し、液状化の発生が懸念される場合には、対象とする構造物の被害程度を予測してその被害を軽減できる工法を選択し、その効果を吟味した上で、対策の方法、範囲、仕様を決定する。設計フローの一例を図 2.1-2 に示す⁸⁾。

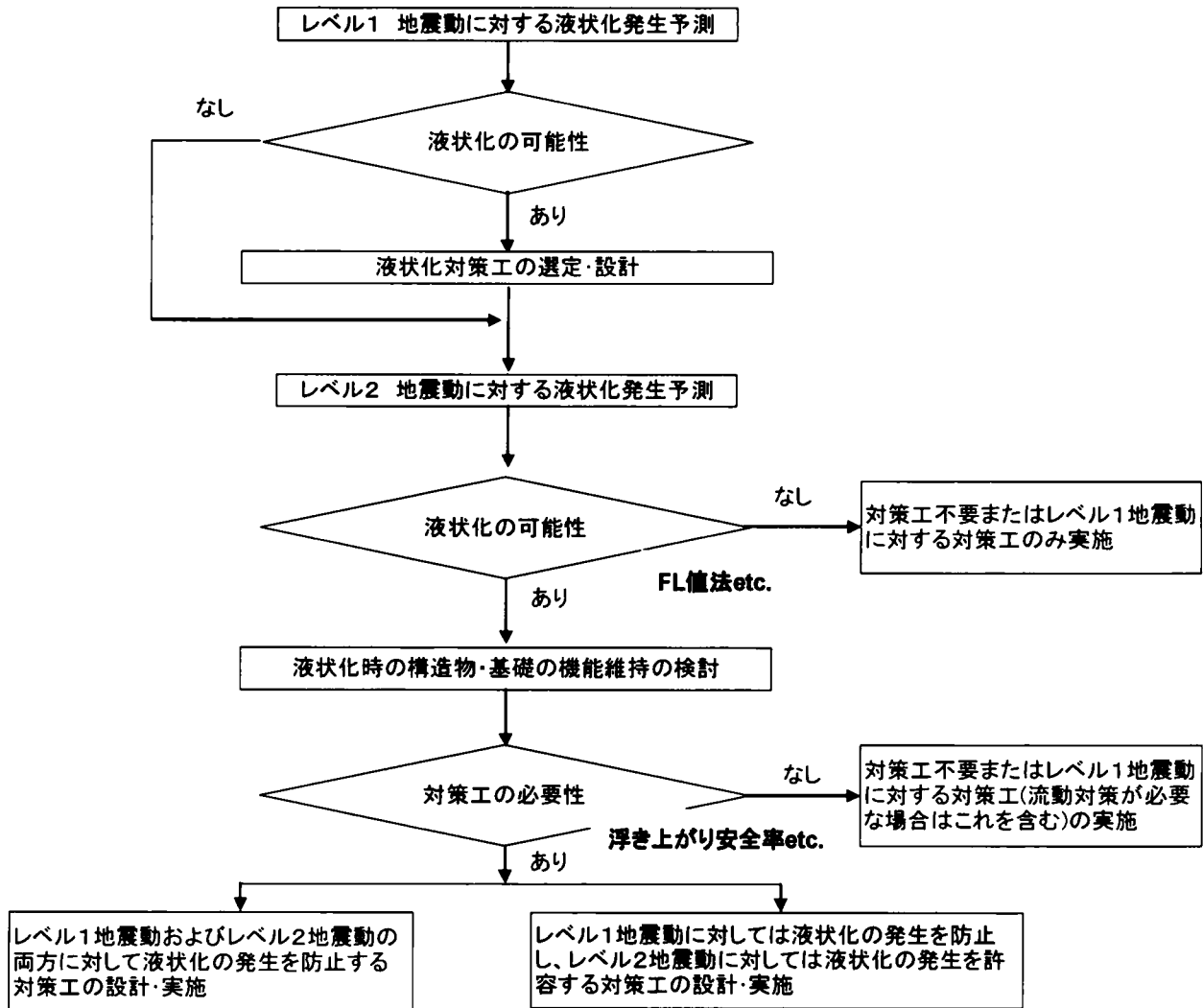


図 2.1-2 液状化対策の設計フローの一例⁸⁾に追記

液状化対策を大別すると、液状化の発生そのものを防止する「発生抑制対策」と液状化の発生は許すが構造物の要求性能は確保する「被害抑制対策」がある。前者は、地盤の液状化強度を増加させ、液状化の発生そのものを防ぐ工法であるのに対し、後者は、たとえ液状化が発生したとしても構造物や施設に有害な損傷が出ないように、液状化した地盤から構造物や施設の機能にもたらされる影響を許容範囲に抑える工法である。図 2.1-3、図 2.1-4 に、それぞれの対策の原理と方法を示す⁸⁾。

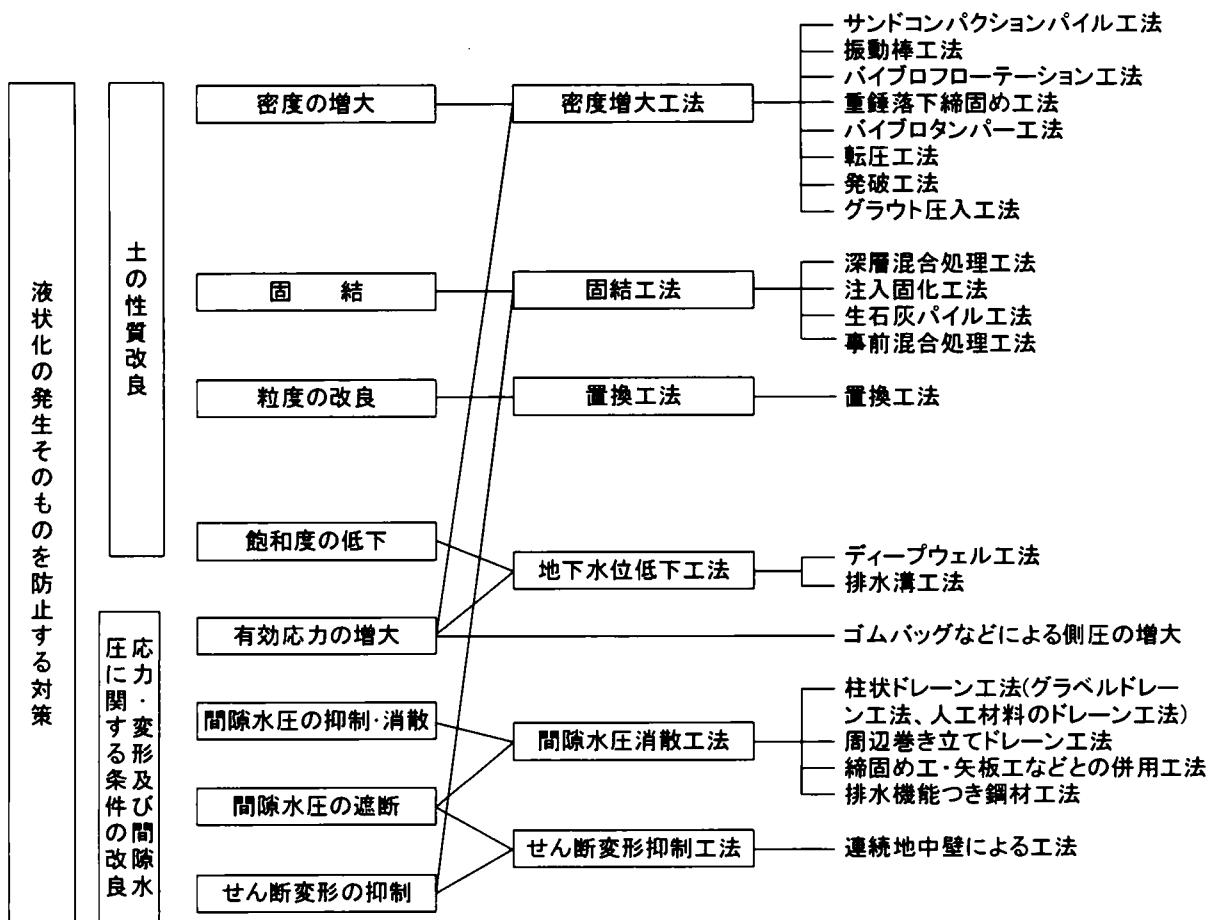


図 2.1-3 液状化「発生抑制対策」の原理と方法⁸⁾

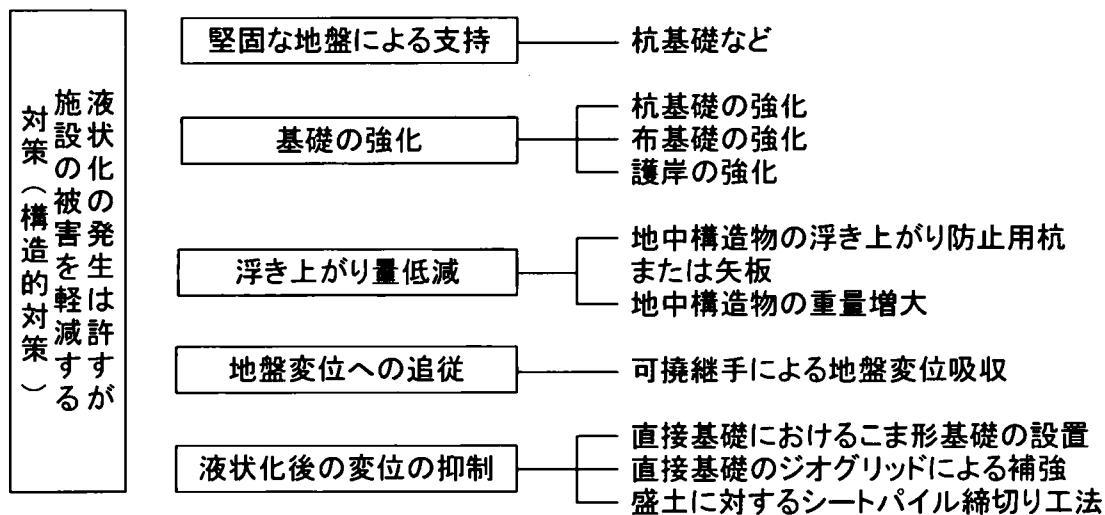


図 2.1-4 液状化「被害抑制対策」の原理と方法⁸⁾

表 2.1-2 は、新潟地震以降の我が国における液状化対策の変遷を整理したものである⁸⁾。

新潟地震以降、液状化の発生要因についての究明が進み、1970 年代前半までには『道路橋示方書』をはじめ、多くの技術指針類に液状化対策についての条項が盛り込まれた。この時代には、上の液状化強度を支配する条件（地盤条件や地震動条件）についての調査研究が主として実施された。その結果、地震による作用せん断応力と地盤の液状化強度を比較して液状化抵抗率を求める「液状化判定法」が考案され、現在でも基本的にその考えに従っている⁹⁾。

その後、1970 年代後半から 1980 年代前半にかけて、日本海中部地震における埋設管被害から、液状化に伴い地盤に大きな水平変位が残留する、いわゆる地盤流動が発見された。この発見を契機として、液状化時の地盤の大変形問題についての調査研究が盛んに行われるようになった。

1980 年代後半から兵庫県南部地震にかけて、釧路沖地震、北海道南西沖地震等が相次いで発生し、泥炭地盤上の堤防や道路盛土が被害を受けた。これらは、地下水位以下の砂質系盛土が液状化したためであり、盛土内の水位を低下させることの重要性が認識されるようになった。

1995 年に発生した兵庫県南部地震では、これまでの設計地震動をはるかに超える 600～800Gal といった大きな地表最大加速度が記録された。また、多くの構造物が被害を受けたため、設計方法の見直しが各機関で行われることになった。例えば、土木学会では地震後すぐに「耐震基準等基本問題検討会議」が設置され、1995 年に第 1 次提言¹⁰⁾、1996 年に第 2 次提言¹¹⁾、2000 年に第 3 次提言¹²⁾ が発表された。第 1 次提言では、「構造物の耐震性能照査では、供用期間内に 1～2 度発生する確率をもつ地震動強さ（レベル 1 地震動）と、発生確率は低いが極めて激しい地震動強さ（レベル 2 地震動）の 2 段階の地震動強さを想定することが必要である。」と提言された。その後、第 3 次提言ではレベル 2 地震動の定義を「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動」と改めている。このような考え方の変化に応じて、各機関で設計地震動と液状化判定方法の見直しが行われるようになった。『道路橋示方書』も早速見直しが行われ、レベル 2 地震動に対する液状化判定方法が 1996 年に導入され、その後 2002 年にも改訂されている¹³⁾。

このように、レベル 2 地震動の下では従来の液状化対策工法では対応できなくなることを想定して、土木学会の第 2 次提言では、液状化に関して 2 段階の地震動レベルの目的と性格が以下のように位置づけられた。

- ①レベル 1 地震動に対して液状化発生の可能性がある地盤に関しては、地盤改良により液状化を発生させないことを一応の原則とするが、それが困難な場合には基礎構造の工夫や強化により上部構造の機能を保持できるようにする。
- ②レベル 2 地震動に対して地盤改良による液状化防止が困難な場合には、地盤の側方流動や沈下により基礎に過大な変位が発生し、上部構造に重大な被害が生じないように、基礎構造の強化や構造系全体の見直しを行うものとする。

表 2.1-2 液状化対策の時代変遷 8) に加筆

| 時代区分 | きっかけとなった地震 | 発見・観察・計測された事実、 または、 社会的要請、到達目標等 | 観測事実の解釈から生まれた技術 (調査・解析・設計・施工・計測)上の 進歩や進展、または新技術 | 液状化対策の資源(エポック) |
|----------------------|--|---|---|--|
| 1964年 からの 12年間 | アラスカ地震 (1964、 $M_s=8.4$) 新潟地震(1964、 $M_J=7.5$) サンフェルナンド地震 (1971、 $M=6.6$) | (観察事実) 液状化の諸現象(噴砂、建物転倒、落橋、マンホール浮上、被害・無被害地域および地震前後のN値の比較) パイプロフローテーション工法の効果 (社会的要請) 不思議の解明 地震災害軽減 | 繰返し三軸・単純せん断・中空ねじり試験機 液状化履歴の地盤条件・地震動条件のデータ集積 液状化判定の F_L 計算法 地盤応答解析 逆計算による残留強度の推定値 液状化を発生させる境界のひずみの存在 | 1. 限界N値 2. 液状化しやすい粒度の範囲 3. 液状化メカニズムの解明 4. 残留強度 |
| 1975年 からの 10年間 | 伊豆大島近海地震 (1978、 $M_J=7.0$) 宮城県沖地震(1978、 $M_s=7.4$) 日本海中部地震(1983、 $M_J=7.7$) | (観察事実) 氾濫の液状化 ライフラインの途絶 ガス管、水道管の抜け出し・突き当り損傷 能代市内の傾斜地盤の流動 信濃川の護岸の移動(新潟地震時の移動) 八郎潟堤防の洗濯板状亀裂 不飽和層の厚さによる木造家屋の被害程度の違い 能代南バイパスの舗装版持ち上げの時間遅れ ガソリンタンクの浮き上がり 秋田・昭和バイパスの埋戻し砂の液状化 (社会的要請) 液状化データの国際的共有 氾濫の安全性向上 既設構造物近接部での施工 騒音・振動の低減 東海地震対策 東京湾横断道路人工島の建設 ライフライン等の波及低減 | 有効応力解析 液状化した土の構成則 変形解析手法の提案 動的遠心実験技術 航空写真の重ね合わせによる地盤流動量の計量 技術 液状化した地盤の地盤特性・粘性係数の計測 液状化被害に及ぼす不飽和層の影響 各種微地形分類地図の刊行 パイプロコン こま形基礎 | 氾濫の液状化対策指針 各種指針類への液状化判定の導入 8. 浮き上がり安全率の導入 9. 地盤流動の簡易計算法 |
| 1985年 からの 10年間 | ロマリエタ地震 (1989、 $M_s=7.1$) フィリピン地震(1990、 $M_w=7.7$) 鋼路沖地震(1993、 $M_J=7.8$) 北海道南西沖地震 (1993、 $M_J=7.8$) 北海道東方沖地震 (1994、 $M_J=8.1$) | (観察事実) マリナ地区など埋立て地で甚大被害 液状化に伴う地盤流動の確認 泥炭地盤上の盛土の液状化 法尻蛇籠の効果 ストレッチング亀裂の発生 地盤改良施工現場での被害の軽減(改良効果)の 確認 鋼路堤防で局所的に発生した破壊(蛇玉現象) 水戻現象の観察 (社会的要請) 近接施工における騒音・振動の低減 | 変形解析手法の改善 泥炭地盤上の盛土の復旧への反映 液状化に伴う盛土内応力の変化と亀裂発生位置 の予測 静的締固めSCP | 11. 液状化地盤上の盛土の変形メカニズムの説明 12. 盛土と地盤の相互作用の考慮の必要性 |
| 1995年 からの 10年間 | 兵庫県南部地震 (1995、 $M_s=7.2$) トルコ・コジャエリ地震 (1999、 $M_w=7.4$) 台湾・集集地震(1999、 $M_w=7.7$) 鳥取県西部地震(2000、 $M_J=7.3$) 宮城県北部の地震 (2003、 $M=5.6, 6.4, 5.5$) 平成15年十勝沖地震 (2003、 $M=8.0$) 平成16年新潟県中越地 震(2004、 $M=6.8$) | (観察事実) 強い地震動による液状化微粒子の噴出 護岸背後地盤の地盤流動量 護岸背後の無填砂帯の存在 地盤流動による橋脚の移動 杭、埋設管路の損傷 土の散粒特性を反映したアレー強度記録 地盤改良の構造物対策としての効果 沈下量から見た地盤改良効果の実証的データ シルト質土の噴出 地震前後の堤防天端標高差の記録 ジオグリッドの効果 通方までの崩壊土砂の到達 (社会的要請) 直下型地震に対する対応 強い地震動(レベル2地震動)に対する液状化強度 設定法 変形の時間的進行の解析法の確立 性能設計の導入 地盤の大変形に対する対策設計法 被災構造物の残存耐力評価法と復旧工法選定法 の確立 既存構造物の補強工法の選定方法の確立 | 設計地震動の2段階化 護岸移動に伴う地盤流動範囲の予測曲線 杭に作用する流動圧の算定法 (許容変形量の検討) 被災構造物の復旧実績 既存構造物の補強実績 変形予測計算法 埋設管路用フレキシブルジョイント マイクロバイル コンパクショングラウチング | 13. 液状化強度予測式の改訂 14. 杭の設計法の暫定案 各種指針類の改訂 15. レベル1地震動、レベル2地震動の設定 |

以上、新潟地震以降の液状化対策の考え方とその変遷を概観してきたが、実務的には、我が国の液状化対策は兵庫県南部地震を境に大きく変化している。その要点は、液状化した地盤の変形や、地盤液状化による構造物の変形量に着目した設計法、対策工法を志向していることである。

具体的な動きとして、レベル2地震動に対する耐震設計が導入された後、各機関でこれに対する設計方法の見直し、改訂が行われている。表2.1-3に、液状化に関する各機関の設計基準類を比較したものを示す^{(31)~(32)}。特に、地盤改良をしても液状化の発生が妨げない場合に対処するために、地盤が液状化しても構造物が重大な被害を受けないように、構造物の変形量（例えば、浮き上がり量）を許容値以内に抑えるといった性能設計的な考え方が導入されつつある。これはレベル1地震動では液状化しないが、レベル2地震動では液状化するような、中密～密な地盤の場合に特に有効と考えられている。こうした動向は、液状化前後の地盤の力学的特性の変化を考慮した変形解析手法の精度向上を求めるとともに、従来の仕様設計から性能設計的な考え方への転換を促進する必要があることを意味するものである^{(例えば(33)、(34)、(35))}。

このような性能設計手法を採り入れる場合、液状化した地盤および構造物の変形量を対象とした性能評価方法の確立と同時に、性能目標値の設定が必要となる。推定方法に関しては、有効応力解析による詳細な方法から簡易な予測方法まで、いくつかの手法が開発されつつある^{(例えば(36)、(37))}。一方、液状化に対する構造物の許容変位量の設定に関しては、現段階ではその多くが検討途上となっている。例えば、各基準における地中構造物の浮き上がり判定手法は、表2.1-4のように規定されているが、基本的には安全率で照査するものであり、具体的な変形量（性能）を規定するものは限られている。現時点で規定されている数値を示すと表2.1-5となる⁽³³⁾。今後、性能設計の確立に向けて、構造物種別ごとにこのような許容値を設定していくことが重要になると考えられる。

表 2.1-3 液状化に関する設計基準類における規定の概要 13)~32)

| 基準番号 | 基準名称 | 対象構造物 | 地震動・設計水平加速度 | | 液状化 | | 地震運動・側方運動 | | 制定年月 機関名 | |
|------|-----------------------------------|----------------|---|---|--|--|---|--|--|-------------------------------|
| | | | レベル1 | レベル2 | 判定法 | 影響の考慮事項 | 対象地点 | 設計要因 | | |
| 1 | 道路橋示方書 V 耐震設計編 | 道路橋 | — | タイプⅠ 0.21~0.40 タイプⅡ 0.80~0.42 | 液状化に対する抵抗率 F ₁ 法 | 土質定数の低減(D ₁) | 臨海部(高潮は 5m以上 100m 以内)。(河川部 準用) | 流動力 | 平成14年3月 (社)日本道路協会 | |
| 2 | 建設省河川砂防技術 基準(案)解説 設計 編(1) | 河川堤防 | ・中規模地震動相当 (二次災害の可能性が ある場合のみ耐震設 計を実施) ・震度: 0.12-0.18(液 状化対応) 0.10-0.18 (慣性力対応) | — | 円錐すべり法により、液 状化による過剰間隙水 圧のみを考慮した安全 率F _{sd} を求める | FL値から換算した過剰 間隙水圧比を用いてす べり抵抗を低減する | — | — | 平成9年10月 (社)日本河川協会 | |
| 3 | 高規格堤防防土設計・ 施工マニュアル | 高規格堤防盛土 | ・中規模地震動相当 ・震度: 0.12-0.18(液 状化対応) 0.10-0.15 (慣性力対応) ・動解析用に入力地 震動(最大加速度 150ga) | — | 円錐すべり法により、液 状化による過剰間隙水 圧のみを考慮した安全 率F _{sd} を求める | FL値から換算した過剰 間隙水圧比を用いてす べり抵抗を低減する | — | — | 平成12年3月 (財)リバーフロント研 究センター | |
| 4 | 港湾の施設の技術上 の基準・解説 | 港湾施設 | 地震応答解析 再現期間75年の基準 加速度の期待値 100 ~350Ga | | 再現期間数百年の期 待地震動 | 等価N値~等価加速度 (地盤改良などの対策) | — | — | 平成11年4月 (社)日本港湾協会 | |
| 5 | 建築基礎構造設計指 針 | 建築物 | 【揺動履歴統計】 地表面水平加速度 150~200cm/s ² | 【終局履歴統計】 地表面水平加速度 350cm/s ² | 液状化発生に対する安全 率 F ₁ 法 | ・液状化の程度: 地表変 位D ₁ ・地盤剛性の低下率 (G/G ₀): 過剰間隙水圧 比(r _u) ・水平地震反力係数の 低減(k _h , α _h) ・摩擦力の低減 ・浮力の考慮 | ・海岸近傍と背後 地盤 | ・水平変位 ・側方 流動量 | ・沈下量S(体積ひず み) | 平成13年10月 (社)日本建築学会 |
| 6 | 鉄道構造物等設計標 準・解説(耐震設計) | 鉄道構造物 | 地表面最大加速度 ~ 150Ga | ・地盤の応答解析 ・485~975Ga (内陸型地震) 257~458Ga (海洋型地震) | ・液状化抵抗率 F ₁ 法 ・液状化指数 P ₁ 法 | ・土質定数の低減係 数(D ₁) ・付加慣性力 ・過剰間隙水圧比 ・浮き上がり安全率 | ・水際線背後地 盤 ・傾斜地盤 | ・地盤変位量一 (液状化層の地 盤ばね)一側方 流動量 | ・土沈下量 | 平成11年10月 (財)鉄道総合技術研 究所 |
| 7 | LNG地下式貯槽指 針 | LNG地下式貯槽 | ・時刻歴応答解析 工 学的基準面最大水平 加速度40~150Ga ・震度法0.08~0.30 | ・既往の観測地震波 (振幅調整) ・新層解析 | F ₁ 法(通示H14版 震度 は別) | (地盤改良などの対策) | — | — | — | 平成14年8月 (社)日本ガス協会 |
| 8 | 危険物の規制に關 する技術上の基準の 附則を定める告示 | 現行法 | — | — | 境界N値法 | (地盤 堅固さを有する 地盤の補強) | — | — | — | 昭和49年 自治省 |
| | | 旧法 | 0.09~0.20 | — | P ₁ 法(一F ₁ 通示H2版 震度は別) | — | — | — | — | 平成6年 自治省 |
| 9 | 原子力発電所耐震設 計技術指針 | 屋外重要土木構 造物等 | 基準地震動S ₁ による地震応答解析 | | 特に、密な砂地盤の判 定法 基準化N値~液状化強 度比R | (影響の考慮) | — | — | — | 昭和62年8月 日本電気協会 |
| 10 | 高圧ガス設備等耐震 設計指針 レベル1耐 震性能評価 | 高圧ガス設備 | 0.01~0.30 | — | F ₁ 法(通示H8版 震度 は別) | 土質定数の低減(通示 H8版) | — | — | — | 平成9年11月 高圧ガス保安協会 |
| 11 | 高圧ガス設備等耐震 設計指針 レベル2耐 震性能評価 | 高圧ガス設備 | — | 0.24~0.60 | F ₁ 法(通示H8版 震度 は別) | 土質定数の低減(通示 H8版) | ・海岸背後地盤 (標準水深5m以 上 100m以内) | ・水平移動量 | ・過剰間隙水圧の消 散に伴う沈下・標準 の前方移動に伴う沈 下 | 平成12年7月 高圧ガス保安協会 |
| 12 | 高圧ガス導管液状化 耐震設計指針 | 高圧ガス導管 | — | ・海溝型地震 0.21~ 0.40 ・内陸型地震 0.80~ 0.42 | P ₁ 法(一F ₁ 通示H8版) | — | ・海岸近傍域 (100m以内) ・埋立地 河川 流域の内陸部 (100m以上) ・傾斜地 ・標準(H ₀ 5m) から100mの範 囲の背後地盤 | ・水平変位3m →管軸方向or管 軸垂直方向の地 盤拘束力 ・液状化層厚の5% (内陸型地震 海溝 型地震) ・水平変位一管 軸方向or管軸 垂直方向の地盤拘 束力 | ・地盤の引張り ひずみ 変位 ・地盤の圧縮ひ ずみ 変位 ・側方流動による 外力(通示H8 版) | 平成13年12月 (社)日本ガス協会 |
| 13 | 水運施設耐震工法指 針・解説 | 水運施設 | 0.11~0.24 | 0.4~0.8 | 液状化抵抗係数 F ₁ 法 (Rは建築1998版 震度 は別) | ・地盤反力係数の低減 (建築1998版) ・構造物周辺土砂の飽 和単位体積重量 ・浮き上がり安全率(F ₁) | ・海岸近傍域 (100m以内) ・埋立地 河川 流域の内陸部 (100m以上) ・傾斜地 | ・地盤の引張り ひずみ 変位 ・地盤の圧縮ひ ずみ 変位 ・側方流動による 外力(通示H8 版) | — | 平成9年3月 (社)日本水運協会 |
| 14 | 下水運施設の耐震対 策指針と解説 | 下水運施設 | 0.11~0.15 | タイプⅡ 0.42~0.80 | F ₁ 法(通示H8版) | 土質定数の低減(通示 H8版) ・液状化した砂の単位体 積重量 ・浮き上がりに対する安全 率(F ₁) | ・海岸近傍域 (100m以内) ・埋立地の内陸 (100m以上) ・人口密集地の 傾斜地盤 | ・地盤の永久ひ ずみ(引強) ・側方流動 | ・液状化層厚の5% | 平成9年8月 (社)日本下水運協会 |
| 15 | 土地改良事業設計指 針耐震設計(案) | ハイライン | 重要度 A.B.C | A.B タイプⅡ | F ₁ 法 境界N値法 | ・水運施設耐震工法指針(H9) ・土地改良事業設計耐震設計基準 設計・ハイライン(H10) | — | | | 平成15年 農林水産省農村振興 局整備部設計課 |
| | | ため池等 | A.B.C | — | | ・土地改良事業設計耐震設計指針 ため池整備(H12) | | | | |
| | | 杭基礎 (ポンプ場) | A.B | A タイプⅡ | | ・水運施設耐震工法指針(H9) ・土地改良事業設計耐震設計基準 設計・ポンプ場(H9) | | | | |
| | | 杭基礎 (橋梁) | A.A.B | A.A.A タイプⅠ・Ⅱ | | ・道路橋示方書 V 耐震設計編(H14) ・土地改良事業設計耐震設計基準 設計・ポンプ場(H9) | | | | |
| 16 | 堆石・低さい堤防増強 設計基準及び解説 | 堤防増強 | 0.13~0.20 | — | F ₁ 法 | ・過剰間隙水圧(U) ・すべり安全率(F ₁) | — | — | — | 昭和57年12月 日本建築協会 |
| 17 | 共同溝設計指針 | 共同溝 | 0.95~0.18 | — | F ₁ 法(通示S55版) | ・過剰間隙水圧(L ₁) ・浮き上がりに対する安全 率(F ₁) | — | — | — | 昭和61年3月 (社)日本道路協会 |
| 18 | 道路土工一般地盤 対策工指針 | 道路盛土 | 0.07~0.18 | — | 境界N値法(一F ₁ 通示 S55版) | 過剰間隙水圧比 | — | — | — | 昭和61年11月 (社)日本道路協会 |
| 19 | 宅地耐震設計マニ ュアル(案) | 宅地 | 【揺動履歴統計】 地表面最大加速度 200cm/s ² | 【終局履歴統計】 地表面最大加速度 350cm/s ² | F ₁ 法 P ₁ 法 | 過剰間隙水圧比 | — | — | — | 平成15年3月 都市基盤整備公団 |

表 2.1-4 各基準における浮き上がり判定手法の比較^{38) ~41)}

| 指針名 | ①道路土工・擁壁工指針 | ②共同溝設計指針 | ③駐車場設計・施工指針 | ④鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 |
|------------------|---|---|--|---|
| 制定年月 | 平成11年3月 | 昭和61年3月 | 平成4年11月 | 平成11年10月 |
| 発行機関 | 日本道路協会 | 日本道路協会 | 日本道路協会 | 鉄道総合研究所 |
| 浮き上がりの判定を必要とする条件 | 建設される地盤に液状化の発生が予想される場合 | 底面が液状化層である場合、また、非液状化層への根入れが十分な場合 | 側面に液状化層があり、躯体が非液状化層へ根入れされる場合(底面以深が液状化層の場合は無条件に液状化対策を要する) | 明記していない |
| 評価式 | $F_s = \frac{W'_s + W'_B + Q_s}{U'_s + U'_D}$ | $F_s = \frac{W'_s + W'_B + Q_s + Q_B}{U'_s + U'_D}$ | $F_s = \frac{W'_s + W'_B}{U'_s + U'_D}$ | $F_s = \frac{W'_s + W'_B + Q_s + Q_B}{U'_s + U'_D}$ |
| 側面地盤のせん断抵抗 | 考慮する | 考慮する | 考慮しない | 考慮する |
| 安全率 | 1.0 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 備考 | F _s : 浮き上がりに対する安全率, W _s : 土載土の荷重, W _B : 構造物の自重, Q _s : 土載土のせん断抵抗, Q _B : 構造物側面の摩擦抵抗, U _s : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力, U _D : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 | | | |

表 2.1-5 液状化による構造物の許容変位量に関する規定や研究例³³⁾

| 構造物 | 許容変位量 | 許容変位量が設定された根拠 |
|---------|--|---|
| 高規格堤防盛土 | レベル1地震動に対する許容残留沈下量として、堤防天端および堤外側表法面では50cm、高規格特別区域では20cm | 高規格堤防特別区域が通常の土地利用に供され、通常の市街地と同程度の地震時の安全性を確保する必要があるため。 |
| 鉄道盛土 | 許容沈下量の目安としてレベル1地震動に対しては、無被害あるいは20cm未満、レベル2地震動に対して20cm～50cm、または50cm以上(復旧に長時間有することを許容) | 地震の規模や構造物の特性、使用条件、復旧に要する時間などを総合的に判断して設定 |
| マンホール | 許容浮き上がり量として、幅が狭い道路では13cm程度、幅が広い道路では23cm程度 | マンホールの浮き上がりが消防車等の通行の障害となる可能性があるため |
| 戸建住宅 | 許容傾斜角が1/100程度 | めまいなどが生じて住宅内での生活に支障をきたすため |

2-2 地中構造物の液状化時浮き上がりに関する既往の研究と課題

2-2-1 地中構造物の液状化時浮き上がりに関する既往の研究

地中構造物の液状化時の安定性については、現象の複雑さから未解明の部分が残されている。しかし、液状化に対する地中構造物の合理的な耐震安全性を確保するためには、液状化時の地中構造物の挙動に影響を及ぼす要因を明らかにした上で、性能規定に基づく設計法を提案する必要がある。

前節の被害例で見てきたように、液状化に伴う地中構造物の浮き上がり現象については、大型振動台実験や遠心载荷装置を用いた振動実験が数多く実施されている。主な目的は、構造物の浮き上がりに影響を及ぼす因子の特定、構造物浮き上がり量の予測手法の確立であり、以下のような研究が実施されてきている。

例えば、古関らは、地表面に顔を出している半埋設構造物に対して、地盤液状化による浮き上がりを振動台実験により確認している。実験では、地盤に何も処理していないものと構造物周辺を締め固めたものの2種類を用い、浮き上がり安全率として地盤のヒービング検討式に類似したものを提案している⁴²⁾。

また、古関らは、釧路沖地震と三陸はるか沖地震での液状化による下水管路の被害を調査するとともに、模型振動実験を実施して下水管路の浮き上がり被害に及ぼす諸要因の影響について検討している。浮き上がり被害の発生には埋め戻し材料の影響が大きいことを示している⁴³⁾。

中瀬らは、発破により液状化させたサイトに直径1 m長さ3 mのパイプ6本(比重0.2)と3号マンホール体(比重1.1)を設置し、液状化による浮き上がりと対策工の効果を把握するための現位置実験を実施している。この実験では、実物大の試験体、発破により液状化された大規模な地盤を用いているが、従来の遠心模型実験同様に、埋設した各々の地中構造物の浮き上がり量には差が見られるという結果を得ている⁴⁴⁾。

中瀬らは、大型振動台により地中構造物の浮き上がり実験と14の機関が参加した浮き上がり予測解析を紹介している。実験結果では、試験体である塩ビパイプの周りに液状化層が多いものほど、浮き上がり量が大きい傾向にあること、矩形断面の構造物底部の液状化層厚と浮き上がり量には強い相関があるということを指摘している。今後は構造物底部の液状化層厚と浮き上がり量との相関に対する埋設構造物の断面形状について検討していく必要があることを述べている⁴⁵⁾。

佐々木らは、大規模地震動に現行の浮き上がり照査式を適用すると安全側の結果を与えることに着目し、地中構造物の浮き上がり現象を検討している。地中構造物の浮き上がりに及ぼす地盤の拘束圧の影響を明らかにするとともに、浮き上がりに対する地盤の抵抗を浮き上がり速度に比例するものとして、鉛直方向の運動方程式の定式化により地中構造物の浮き上がり変位量の予測手法を提案している⁴⁶⁾。

また、地盤工学会の「液状化による地中構造物の浮き上がり被害に関する研究委員会」では、構造物の浮き上がりに関して、大型土槽でおこなった液状化試験の一斉解析を実施している⁴⁷⁾。

ほとんどの研究が、構造物の浮き上がり現象の定性的な把握、浮き上がりに影響を及ぼす因子の特定に着目しているものの、構造物浮き上がり量の予測手法の確立にまで至っているものは少ない。

2-2-2 地中構造物の液状化時浮き上がり対策に関する既往の研究

地中構造物の液状化対策として用いられる「鋼矢板による締め切り工法」に関しては従来、せん断変形の抑制や液状化後の流動等地盤変形の防止に着目した検討が行われてきた。

田中らは、構造物の両側に鋼矢板を設置する浮き上がり防止工法を振動台実験により検討している。実験条件は、構造物下の液状化層は閉鎖空間化されていないケースである。主な検討着目点は、震動時の矢板の応力状態である⁴⁸⁾。

佐々木らは、地中構造物の浮き上がり対策としての矢板締め切り工法の効果の把握、および設計法の構築を目的に、動的遠心模型実験を行っている。実験結果からは、矢板剛性が大きいほど地中構造物の浮き上がり量は小さくなること、また矢板と構造物の間隔が広いほど矢板と構造物の間の砂が構造物底面に回りこむため対策効果が小さくなることを確認している⁴⁹⁾。

東畑らは、線状地中構造物(共同溝)に関して、締め切り矢板(普通矢板、排水矢板)による浮き上がりの抑制効果を、振動台模型実験により検証している。時間の経過とともに周辺地盤の回り込みにより矢板は内側に変形するが、このとき普通矢板は排水矢板よりも変位が大きいという結果を得ている。その原因を締め切り内側の排水材効果により有効応力が早期に回復していることとしている⁵⁰⁾。

田中らは、普通鋼矢板と排水矢板を用いた対策を行う場合の、浮き上がり変位抑制メカニズム、対策効果への影響要因、対策後にも生じる浮き上がりの評価を、1 g 場での模型振動実験により検討している⁵¹⁾。

石田らは、構造物の両側に地中壁や締め固め領域を設けることによる浮き上がり対策工法について振動台実験により検討している。無対策時の最終浮き上がり量についても言及しており、対策は効果があるとしている⁵²⁾。

東畑らは、地盤液状化時の盛土および地中構造物の沈下・浮き上がりを振動台実験で再現し、矢板や締め固め領域を両側に設置する対策が沈下や浮き上がりの軽減に有効であることを示している⁵³⁾。

石田らは、実験試験体として堀割道路(正方形タイプ、幅広タイプ)の模型を対象として振動台実験を実施している。対策工法としては、締固めた地中壁を堀割道路の両脇に施し液状化部と接する部分にはサランラップを敷きこみ水圧伝播を遮断している。締固めた地中壁により、側方からの流動を抑制できるため、変形はほとんど見られない。今後の課題として構造物の重量を変えたときの浮き上がり量の変化や、側壁の設計に影響するせん断力の計測などを挙げている⁵⁴⁾。

安田らは、液状化による構造物の浮き上がりについて振動台実験により検討し、同時に対策モデルである羽根付きの構造物についても実験を実施している。ここでいう羽根は鋼矢板を模したものであり、構造物に剛結されており、非液状化層には根入れされていないが、浮き上がり抑止に効果があると述べている⁵⁵⁾。さらに、浮き上がり促進メカニズムとして、地中構造物周辺の地盤要素の回り込みを視点をおき、元来追究されてきた埋設管に羽根を取り付けて行われた研究を発展させている。ここでは地中構造物の対象を共同溝とし、回り込みを抑制するような対策を施し、浮き上がりをどの程度抑制できたかを論じている。また対策工自体の剛性の違いが浮き上がりにどのように影響を与えるかも検討している⁵⁶⁾。

岡らは、地中構造物と鋼管矢板を合成した構造について、鋼管矢板が液状化時の浮き上がり対策になることに着目し、液状化解析により、矢板の根入れ長、液状化層の粗密との関連を考察している^{57), 58)}。

このように地中構造物の周辺に遮水壁を設置した場合に、「遮水壁が地中構造物下面や非液状化層とともに、構造物下の液状化対象層を閉鎖空間化することにより浮き上がり防止に効果があること」が着目されるようになったのは比較的新しく、近年になって上述のような研究が進められている。

吉見らは、このような点に着目し、遮水壁（止水壁）を用いた地中構造物の地震時の浮き上がり防止効果をせん断土槽を用いた加振実験により定性的に確認し、工法原理の提示を行っている⁵⁹⁾。

その後、吉見は遮水壁（止水壁）による効果を地中構造物下の閉鎖空間化による原理から発展させ、梁モデルを仮定した浮き上がり量の簡易計算法を提案している⁶⁰⁾。

以上見てきたように、遮水壁の液状化時浮き上がり対策効果に着目した実験、解析が実施されだしたのは比較的新しく、対策効果の定性的な把握にとどまっているものが多い。しかし、液状化時の地中構造物の浮き上がり対策工法に関する設計手法を確立する上で、液状化時の地中構造物の挙動と対策効果の要因を明らかにし、浮き上がり量を定量的に評価できる設計法を提案することが必要である。

2-3 遮水壁を利用した地中構造物の液状化対策設計法における課題

現在、地中構造物の液状化による浮き上がりに対する安定性は、すでに表 2.1-4 で示したように、浮き上がり安全率により判定されている。これは、地震時に発生する過剰間隙水圧により底面に作用する揚圧力と、地中構造物及びその上載土の自重との力の釣り合いにより判定するものである。しかし、この手法では浮き上がり変位量を定量的に評価することができないという問題があるとともに、この手法をそのまま大規模地震動に対して適用した場合、実際には浮き上がりが生じないにもかかわらず、浮き上がりが生じると判定される事例が報告されている。このようなことから、液状化発生時に地中構造物に求められる耐震性能を考慮すると、浮き上がり変位量をベースとした性能規定型耐震設計法の導入が望ましいと考えられる。しかし、遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策工法は、壁の残置に着目して、地中構造物の浮き上がり防止効果を定性的に期待したケースはあるものの、構造物の浮き上がり抑止効果を定量的に評価した上で、実際の現場において適用された例はない。

現行の基準類の考え方と適用時の考え方を以下に整理する。

鉄道分野では、図 2.3-1 に示すように、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」⁶¹⁾の開削トンネルの地盤の液状化に関する項の解説において「剛性の高い土留工を残置する場合は液状化に関する検討は必要ない」としている。

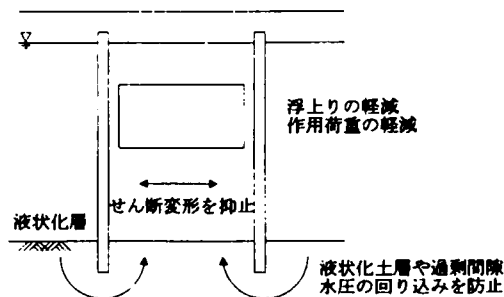


図 2.3-1 鉄道構造物設計標準・同解説の参考図

建設省土木研究所は民間企業と行った「液状化対策工法の開発に関する共同研究」⁶²⁾の一項目として、図 2.3-2 に示す「鋼材を用いた対策工法の開発」を取り上げている。その地中構造物への適用では、構造物両側に鋼矢板を設置することにより浮き上がりを防止するとしている。この研究では一種のすべり計算により浮き上がりの危険性を判定し、必要なときには対策工法として鋼矢板を設置することとしており、鋼矢板の断面性能は地震時の作用力に対応できるように設計することとしている。

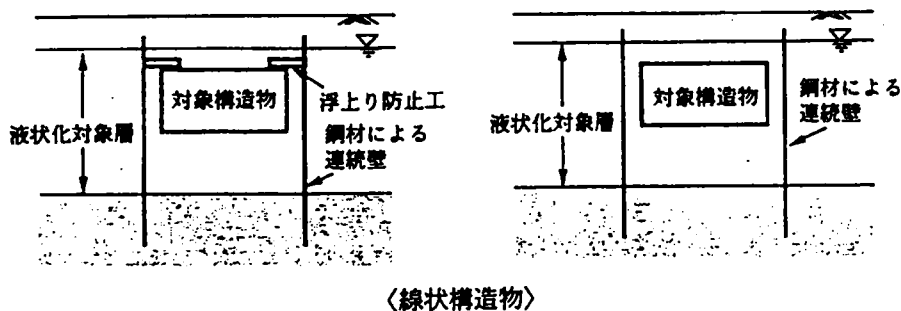


図 2.3-2 土木研究所共同研究報告の参考図

これらの工法の設計においては、浮き上がり防止に必要な壁の断面性能や遮水壁設置による浮き上がり変位抑止効果の定量的評価については明確化されていない。地中構造物の浮き上がり防止を目的として遮水壁の断面性能や浮き上がり防止効果を評価したものに、吉見による研究⁶⁰⁾がある。この研究では地震動に対しては壁の断面性能等が検討されていないが、液状化発生後の状態については構造物下部の地盤が閉鎖空間化されていることに着目し、壁内外の液状化圧に基づき液状化時の壁の変位や応力を簡易なモデルを仮定して算出している。

また、土木分野では、液状化が生じる地域で SMW 壁を残置した建設省の共同溝が兵庫県南部地震で浮き上がりの被害を受けなかった例が報告されている。しかし、「液状になった土砂が構造物下部に回りこむことを遮水壁により防止する」という本工法の概念を実構造物に適用した事例はない。一方、建築分野ではこの考えに則り、病院の地下倉庫の浮き上がり防止を目的として山留め壁を残置させた例があるが、定量的な検討はなされていない。

これまで述べてきたように、道路トンネルのような大断面地下構造物に対して、遮水壁の耐震性の評価や遮水壁による浮き上がり防止効果の定量的評価や設計法が未だ確立されていない。これまでの定性的な検討を発展させ、「遮水壁を用いた地震時液状化対策工法の設計方法の提案」を行うことは、軟弱地盤を有する都市域の地中構造物設計にあたって今後、重要な課題になるものと考えられる。

第2章の参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤工学ハンドブック，第5編第2章 液状化と対策，p. 1291-1295，1999
- 2) 岡 二三生：地盤液状化の科学，pp. 10-15，近未来社，2001
- 3) 森伸一郎，高橋嘉樹：講座「液状化メカニズム・予測法と設計法」2. 兵庫県南部地震とそれ以降の地震の液状化被害（その1），土と基礎 50-5(532)，pp. 49-52，2002
- 4) 安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，pp. 27-30，1988
- 5) 井合進：耐震技術の基礎 液状化の予測と対策，都市インフラの地震防災セミナー2004，都市インフラの地震防災研究会，pp. 65-76，2004
- 6) 土質工学会：1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書，1994
- 7) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，p. 2，1991
- 8) 地盤工学会：液状化対策工法，pp. 6-11，pp. 167-195，2004
- 9) 岩崎敏男，龍岡文夫，常田賢一，安田進：地震時地盤液状化の程度の予測について，土と基礎，28-4(257)，pp. 23-29，1980
- 10) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第1次提言），1995
- 11) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する第2次提言，1996
- 12) (社)土木学会：土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説，2001
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書 V耐震設計編，2002
- 14) (社)日本河川協会：建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]，1997
- 15) (財)リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル，2000
- 16) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999
- 17) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001
- 18) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999
- 19) 日本ガス協会：LNG地下式貯槽指針，2002
- 20) 消防庁：危険物の規制に関する技術基準の細目を定める告示，第四条の三～八，1974
- 21) 消防庁：危険物の規制に関する技術基準の細目を定める告示，第七四条，1994
- 22) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，1987
- 23) 高压ガス保安協会：高压ガス設備等耐震設計指針 レベル1耐震性能評価，1997
- 24) 高压ガス保安協会：高压ガス施設等耐震設計指針 レベル2耐震性能評価，2000
- 25) 日本ガス協会：高压ガス導管液状化耐震設計指針，2001
- 26) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997
- 27) 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針・同解説，1997
- 28) 農林水産省農村振興局整備部設計課：土地改良事業計画設計指針「耐震設計(案)」，2004
- 29) 日本鉱業協会・通商産業省：捨石，鉱さい堆積場建設基準及び解説，1982
- 30) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986
- 31) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，1986
- 32) 都市基盤整備公団：宅地耐震設計マニュアル(案)，2003
- 33) 日本地震工学会：性能規定型耐震設計法の現状と課題，性能規定型耐震設計法に関する研究委員会 平成15年度報告書，pp. 73-86，2004
- 34) 日本地震工学会：性能規定型耐震設計法 ―性能目標と限界状態はいかにあるべきか―，性能規

- 定型耐震設計法に関する研究委員会 平成 16 年度報告書, pp. 101-116, 2005
- 35) 土木学会 地震工学委員会: 阪神淡路大震災後 10 年間における防災工学の進展と今後の課題に関するシンポジウム, 地盤工学分野の取り組みと現状, pp. 29-32, 2004
- 36) 地盤工学会: 液状化解析法, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム 委員会報告書, pp. 52-101, 1999
- 37) 土木学会 地震工学委員会: 液状化解析コードの現状と動向, レベル 2 地震動による液状化研究小委員会 活動成果報告書, pp. 321-336, 2003
- 38) 日本道路協会: 道路土工 擁壁工指針, pp. 100-102, 1999
- 39) 日本道路協会: 共同溝設計指針, pp. 64-68, 1986
- 40) 日本道路協会: 駐車場設計・施工指針 同解説, pp. 176-180, 1992
- 41) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.
- 42) Jun-ichi Koseki and Yasuyuki Koga: Uplift of semi-buried structures in liquefiable sands during earthquake, 第 8 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 933-938, 1990
- 43) 古関潤一, 松尾修: 地震時液状化による下水管路の浮き上がり被害, 第 44 回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 287-296, 1999
- 44) 中瀬仁: 発破による人工液状化サイトにおける地中構造物の実物大浮上実験-液状化による地中埋設構造物の浮き上がり被害に関する研究委員会-, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp. 1763-1764, 2002
- 45) 中瀬仁, 毛利栄従, 安田進, 末広俊夫: 大型振動台による地中埋設構造物の浮上実験と浮上予測解析~液状化による地中埋設構造物の浮き上がり被害に関する研究委員会~, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp. 1847-1848, 2003
- 46) 佐々木哲也, 田村敬一: 地中構造物の浮上がり予測手法に関する検討, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 1065-1070, 2002
- 47) 地盤工学会: 第 48 回地盤工学シンポジウム 平成 15 年度論文集, 2003
- 48) 田中宏征, 木田浩, 飯田毅, 才村卒生: 鋼矢板締め切りによる埋設構造物の液状化対策に関する検討, 第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 1345-1350, 1994
- 49) 佐々木哲也, 松尾修, 田本修一: 地中構造物の浮き上がり対策工に関する動的遠心模型実験(その 2, 第 55 回土木学会, 2000
- 50) 磯田将, 中井則之, Orense Roland, 東畑郁生: 締め切り矢板を用いた線状地中構造物の浮き上がり抑制効果, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp. 1991-1992, 2001
- 51) 田中弘征, 日下祐喜: 鋼矢板締め切り工法による地中構造物の浮上り変位抑制効果と対策後の浮上り変位に関する考察, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp. 1987-1988, 2001
- 52) 石田英毅, 東畑郁生, 中井則之: 液状化による地中構造物の浮上がり軽減のための地中壁の利用, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 897-900, 2002
- 53) 東畑郁生, 水谷崇亮, 中井則之, 磯田将: 地中壁を用いる沈下, 浮上がりの軽減, 土と基礎, 50-2, pp. 16-18, 2002
- 54) 石田英雄, 下村哲雄, Orense Roland, 東畑郁生: 線状地中構造物の浮き上がり対策としての締め固め地中壁に関する研究, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp. 1769-1770, 2002
- 55) 安田進, 田中宏征, 龍田昌毅, 山下丈二: 液状化時の地中構造物の浮き上がりについての検討, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 227-230, 2002
- 56) 安田進, 田中宏征, 龍田昌毅, 山下丈二: 液状化時の地中構造物の浮き上がり対策検討, 第 38

- 回地盤工学研究発表会, pp. 1853-1854, 2003
- 57) 岡二三生, 立石章他: 地震時液状化を考慮した地中構造物の浮上がり, 第39回地盤工学研究発表会, pp. 1857-1858, 2004
- 58) (社)日本鋼構造協会: 鋼製土留め壁を用いた半地下道路構造の設計マニュアル, 2005
- 59) 吉見吉昭, 玉置克之, 森信夫, 近藤司: 止水壁を用いた地中構造物の浮上り防止策, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集, pp. 263-268, 土質工学会, 1991
- 60) Y.,Yoshimi: Simplified design of structures buried liquefiable soil, Soil and Foundations, 235-240, 1998
- 61) 鉄道総合技術研究所編: 「鉄道構造物設計標準・同解説 耐震設計」, p139, 1999
- 62) 建設省土木研究所: 液状化対策工法設計・施工マニュアル(案), 共同研究報告書第186号, p285-307, 1999

第3章 方法論

| | | |
|----------|--------------------|----|
| 3-1 | 遮水壁を利用した液状化対策工法の原理 | 23 |
| 3-2 | 実験手法の概要 | 24 |
| 3-2-1 | 遠心力場の振動実験装置 | 24 |
| 3-2-2 | 実験における相似則 | 27 |
| 3-3 | 解析手法の概要 | 28 |
| 3-3-1 | 有効応力解析による手法 | 28 |
| 3-3-2 | 梁バネモデルによる解析手法 | 31 |
| 3-3-3 | 残留沈下の評価手法 | 32 |
| 第3章の参考文献 | | 33 |

第3章 方法論

3-1 遮水壁を利用した液状化対策工法の原理

地震時の地盤の液状化による地中構造物の被害として、浮き上がりがある。この現象は、図 3.1-1 に示すように、地中構造物が内空断面を有することから周辺地盤の重量に比べて軽い構造物であること、地震による繰返しせん断により周辺地盤に過剰間隙水圧が発生し、構造物に大きな揚圧力が作用することが原因となって生じる（例えば、2）。

遮水壁を利用した液状化対策工法において、遮水壁の主たる役割は液状化した地盤の構造物下への回りこみを防止することである。図

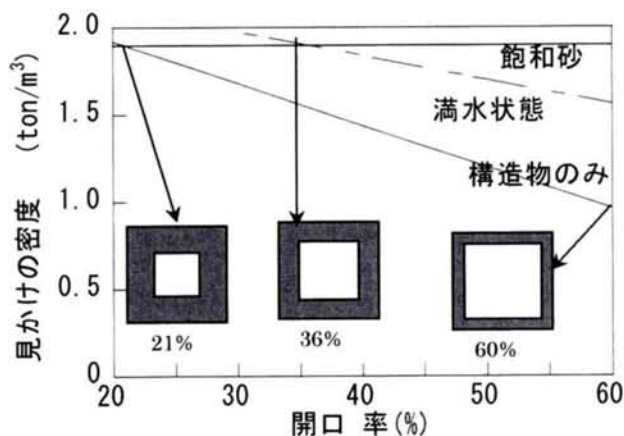


図 3.1-1 構造物の見かけの密度と開口率の関係¹⁾

3.1-2(a)に示すごとく、地盤が液状化した場合に生じる地中構造物の大きな浮上り変位は構造物の下部に液体状になった土砂や地下水が回りこむことによって生じるものであり、構造物下部への土砂や地下水の回りこみが抑止されれば液状化による浮き上がり変位も大幅に減少できるというのが工法の基本的な考えである³⁾。すなわち、水はほぼ非圧縮物質であるので地震により地盤の過剰間隙水圧が上昇した場合でも、構造物下部への外部からの液体状の土砂や水の供給が無ければ、構造物の微小な変位により過剰間隙水圧が消散し、それ以上の浮き上がり変位は生じ得ないと考えられる。構造物周囲に遮水壁を設置する目的は、上記の地盤および地下水の構造物下部への回りこみの防止であり、図 3.1-2(b)に示すように遮水壁を設置した場合は、構造物と遮水壁および非液状化層で構造物下部の液状化対象層が囲い込まれ体積の変化し得ない閉鎖空間が形成される。この場合、遮水壁は、①地震動によって損傷を受けないこと、②液状化時の地盤の圧力によって損傷を受けないこと、等が工法成立の要件であり、③構造物の浮き上がり変位が許容値以下になること、④液状化終息後の沈下量が許容値以下になることが設計上の成立要因となる。

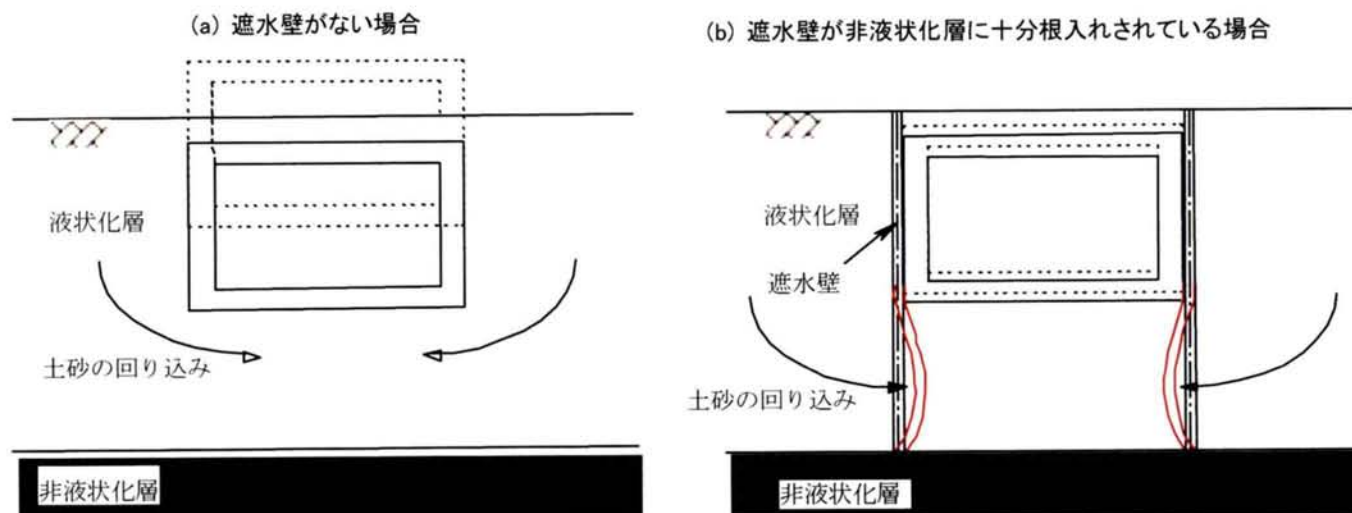


図 3.1-2 遮水壁を利用した地震時液状化対策工法（浮き上がり防止）の原理

3-2 実験手法の概要

遠心力载荷実験は、重力の代わりに遠心加速度を作用させることにより、模型を設置した地盤に対し実地盤と同等の高い応力状態で振動実験を行える方法である^{例えば、4)}。この実験手法により地盤の液化が生じた状態での地中構造物周辺に生じる現象を再現し、本工法のメカニズムの検証を行う。

3-2-1 遠心力場の振動実験装置

実験は、清水建設（株）技術研究所 遠心実験棟において実施した。

実験に使用する遠心力場の振動実験装置を図3.2-1に示す。データ収録システムは、遠心機本体の中心位置の近くに32チャンネルのアンプ・フィルター・A/Dコンバーターを搭載している。回転体の中で各センサーの出力をデジタルデータに変換し、光ロータリージョイント経由で計測室内のデータ処理用コンピューターへ転送する方式を採用している。

振動台実験における装置の基本諸元を表3.2-1に示す。振動台設置時の回転中心からテーブル面の距離は3.11m、振動台搭載質量は300kg、最大加振加速度は15g、テーブルサイズは950×650mmである。振動加振方式は電磁式を採用しているため、高周波数領域でも安定した加速度で加振できる。模型地盤への入力地震動として精度良く実地震記録による加振を行うため、コンピューター制御によるデジタルフィードバック補正加振の機能を有している。

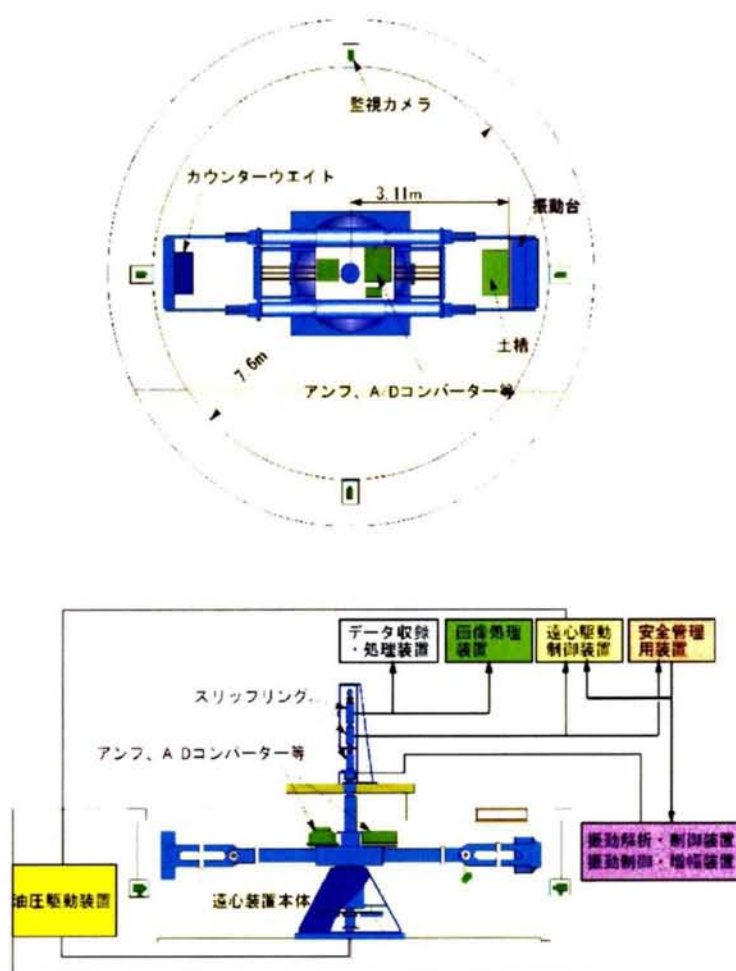


図 3.2-1 遠心模型実験装置

表 3.2-1 遠心実験装置の主要諸元

| 項 目 | 仕 様 |
|---------|------------------------|
| 回転駆動方式 | 油圧モーターによる回転サーボ方式 |
| 有効回転半径 | 3.11m（振動台使用時） |
| 最大遠心加速度 | 50g（振動台使用時） |
| 振動台寸法 | 950mm×650mm |
| 最大積載質量 | 300kg |
| 最大加振加速度 | 15g |
| 加振周波数 | 50～350Hz |
| 振動加振方式 | 電磁式 |
| 加振波形 | 正弦波、不規則波（地震波）、正弦波スウィープ |

(1) 土槽

地盤の模型振動実験を行う場合、実際の地震時の地盤挙動と同じように、模型地盤をせん断振動させる必要がある。そのため、実験では、模型地盤を一様にせん断振動させることができる、せん断土槽を使用することが多い。今回の実験では、せん断土槽（長さ80cm×幅35cm×高さ40cm（内寸））を使用した。せん断土槽の周囲は、鋼製の角パイプを上記の内寸になるように接合し、作成したフレームを17段重ねて使用した。フレーム間はベアリングを設置することにより摩擦が生じないようにし、フレームと模型地盤の間に2mmのゴムメンブレンを設置する仕様とした。

なお、実験中に斜め上方からビデオカメラによる撮影を行った。

(2) 模型構造物

地中構造物の模型として使用するものは、表 3.2-2 に示すように、外寸で幅 250mm×高さ 118mm（内、根入れ部分 88mm）×奥行き 338mm のアルミ製のボックスとした。実物換算で、幅 7.5m、根入れ深さ 2.64m に相当する。地中構造物は、常時の水圧では浮き上がりを生じないが、液状化時には浮き上がりを生じるように、地下部分の排土体積に対して 1.14 の比重となる質量（構造物 8.6kg+寒天 0.57kg）となるようにした。地中構造物の側面に設置する遮水壁（不透水境界）は、2mm または 3mm 厚のアルミ板を用いた。

表 3.2-2 模型の諸元

| 模 型 | 材 質 | 諸 元 | 備 考 |
|-------|-----|----------------------------------|----------------|
| 地中構造物 | アルミ | W250mm×L338mm×H118mm 質量：8.6kg | 地盤への根入れ深さ 88mm |
| 遮水壁 | アルミ | 厚さ：2mm または 3mm | |

(3) 模型地盤

実験に用いる砂は、液状化層は 8 号珪砂、非液状化層は 3 号珪砂とした。図 3.2-2 に砂の粒径加積曲線を示す。平均粒径 D_{50} は、8 号珪砂が 0.09mm、3 号珪砂が 2.1mm である。液状化層の地盤材料として、平均粒径の小さい珪砂 8 号を用いた理由は、遠心力場下の模型地盤の透水係数を、実際の砂地盤に近い状態にするためである。地盤の間隙流体として、水よりも粘性の高いシリコンオイルを使用することで、液状化後の過剰間隙水圧の消散過程における挙動を再現できる。透水係数は、 $k=2.93 \sim 3.14 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ であり、この値は実地盤の透水係数に近い。

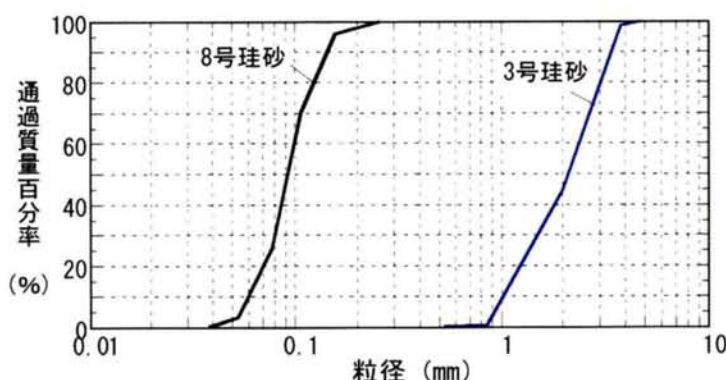


図 3.2-2 地盤材料の粒径加積曲線

実験では、液状化層は相対密度 60%程度に、非液状化層は、相対密度 90%以上に調整した。湿潤

状態における地盤の密度は、それぞれ、 1.8t/m^3 、 1.98t/m^3 である。

模型地盤の作成手順は、以下のとおりである⁵⁾。

- ①土槽に壁の仮固定用治具を取り付け、壁を取り付ける。壁と土槽とは、薄いゴムシートを多少たるませた状態で、壁と土槽に防水材（シリコンシーラント）で固定し、止水性と壁の可動性を確保した。
- ②3号珪砂を土槽に投入し、振動締め固めにより密度を高め、非液状化層とする。
- ③空中落下法により、相対密度60%の8号珪砂地盤を構造物底面位置まで作成する。
- ④脱気しつつ、シリコンオイルを土槽底面より浸潤させ、地盤を飽和状態にする。
- ⑤構造物を設置し、壁の外側の地盤（8号珪砂）を地表面まで作成する。
- ⑥再度、地盤を脱気、シリコンオイルの浸潤を行い、地表面まで飽和させる。
- ⑦構造物と壁との間を、寒天により間詰めする。寒天硬化後、壁に挟まれた地盤（以後、壁内地盤という）の水圧を、壁の外側の地盤と合うまで被圧させ、実験に用いる。

ただし、遮水壁を設置しないケースは、上記手順のうち①と⑦を行わない。

なお、実験途上で、構造物と遮水壁の間の寒天の存在が解析精度に影響を及ぼすことが明らかになったため、実験・4～実験・7（表 4.2-1 参照）では遮水壁の変形に寒天が影響を及ぼさない工夫を行っている。具体的には図 3.2-3 に示すように、構造物模型に脚部を設けて脚部と遮水壁がほぼ直接接触するようにしている。

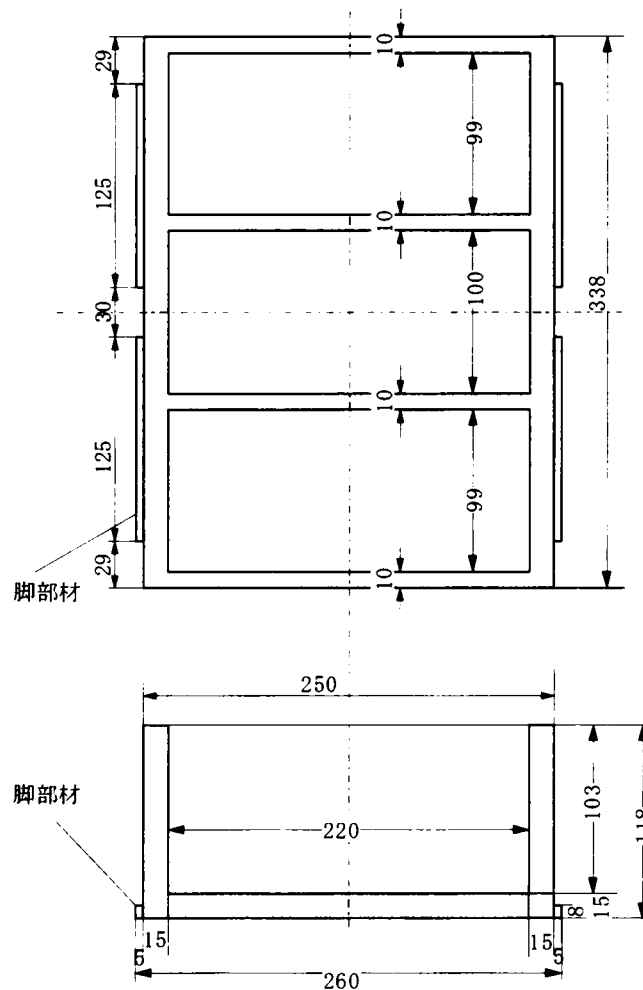


図 3.2-3 構造物模型（脚部を付けたもの）

加振に先立ち、地盤の初期条件を求めるため、ベンダーエレメントによる地盤のS波速度計測を行った。有効上載圧とVsとの関係を整理した結果を図3.2-4に示す。S波速度の計測は、遠心加速度上昇過程で数回実施し、埋設深度×遠心加速度（g）を実物換算深度として、結果を整理した。S波速度は、液状化層においては地表付近で50m/sec程度、非液状化層との境界付近で130～140m/secであり、実験時のS波速度は約200m/secである。

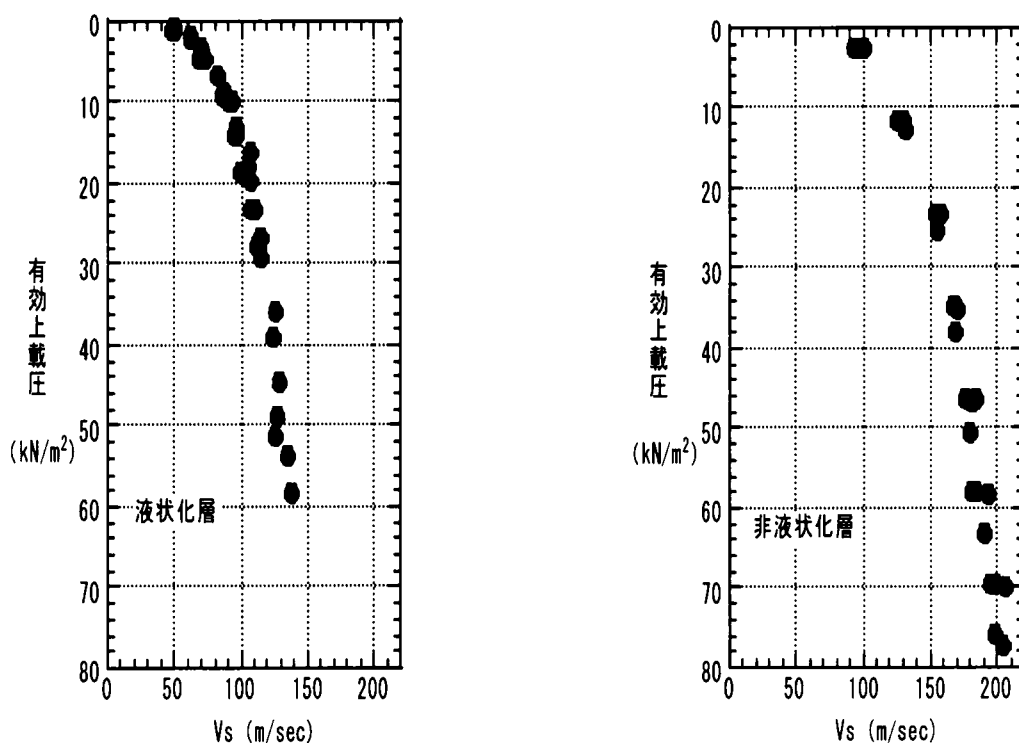


図 3.2-4 地盤のS波速度分布

3-2-2 実験における相似則

遠心力載荷実験では重力の代わりに遠心加速度が模型の鉛直方向に作用しており、他の要素も遠心加速度に応じた相似率を持つように、模型の諸元や入力振動などを決めている。遠心実験における相似則を表3.2-3に示す。

表3.2-3 遠心実験における相似則（λ：遠心加速度の倍率）

| 項目 | 長さ | 加速度 | 密度 | 力 | 応力 | 歪 | 変位 | 剛性 | 周波数 | 時間 | 透水係数 |
|-----|---------------------|-----------|----|-----------------------|----|---|---------------------|----|-----------|---------------------|-----------------------|
| 相似率 | $\frac{1}{\lambda}$ | λ | 1 | $\frac{1}{\lambda^2}$ | 1 | 1 | $\frac{1}{\lambda}$ | 1 | λ | $\frac{1}{\lambda}$ | $\frac{1}{\lambda^2}$ |

3-3 解析手法の概要

数値解析は工法の実構造物に対する有効性を検証するために行う。前述の遠心力载荷実験は地盤の応力状態などを相似側に基づいた縮尺で再現できる手法ではあるが、実験的制約等から実構造物での複雑な地盤条件等の再現が困難な項目がある。そこで、地盤の液状化問題の検討を目的に開発された有効応力解析を主体にした数値解析を行い、本工法の実構造物に対する有効性を検証する。

検証の手順としては、数値解析方法の現象に対する適用性を確認するために遠心力载荷実験結果を解析的に再現することを試み、その後に実構造物の解析を行って工法の効果を検証する。

数値解析により検討する項目は次のとおりである。

- ① 地震力作用時の遮水壁の応力状態
- ② 液状化圧作用時の遮水壁の応力と変形状態
- ③ 液状化終息後の沈下状態

ただし、液状化圧作用時の遮水壁の応力と変形状態に関しては静的問題として捉えることができ、二次元非線形骨組解析により検討を行う。また、遮水壁が無い場合の液状化による構造物の浮き上がりや地盤の構造物下への回り込みについては大変形問題になるため、固体の力学を主体にした現状の解析方法では再現が難しく、今回は数値解析による検証は行わない。

3-3-1 有効応力解析による手法

本検討で用いる解析プログラム(HiPER)は、有効応力法に基づいた非線形地盤-建屋相互作用解析コードで、粒状体に特有のダイレイタンシー(せん断に伴う体積変化)、飽和地盤における過剰間隙水圧、水圧上昇に伴う地盤剛性の低下などの地盤の非線形性が忠実に表現できる⁶⁾。図3.3-1に示すように、ま

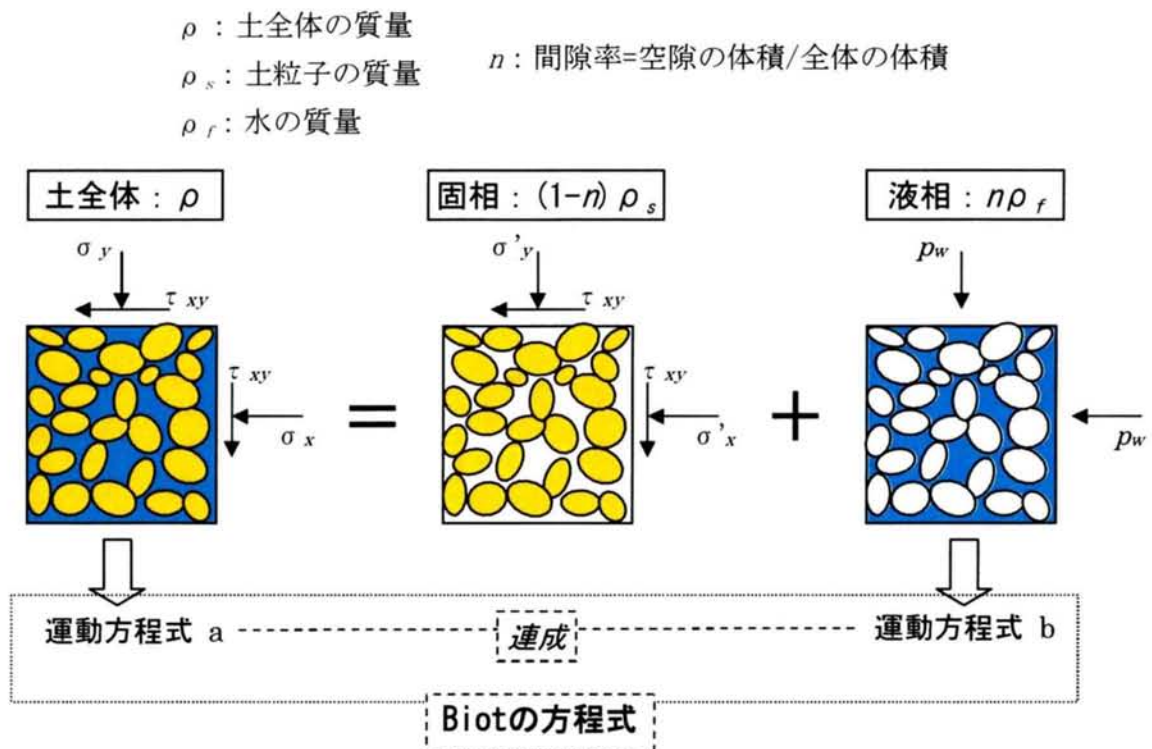


図3.3-1 飽和した土の全応力と有効応力の関係および土全体の釣合い式aと 液相の釣合い式b

ず土粒子(固相)と間隙水(液相)について運動方程式を解き、土粒子骨格の非線形性(構成式)とダイレイタンシー効果を評価した上で、液状化現象のような間隙水圧上昇やそれに伴う土骨格の応力・ひずみ履歴関係の軟化現象を解明するものである⁷⁾。

逐次非線形解析により追跡するもので、運動方程式はニューマーク β 法を用いた初期剛性法により直接積分される。初期剛性法は動的解析では計算効率が高く、収束回数も通常数回で済み、有効剛性マトリックスの三角分解は計算の最初に1回行えばよい。

液状化の特性を生かしつつ、簡略化した構成モデルを使用する。図3.3-2は、多次元に拡張したR-Oモデルにダイレイタンシーモデル(Bowl Model)を付加した構成式である⁸⁾。

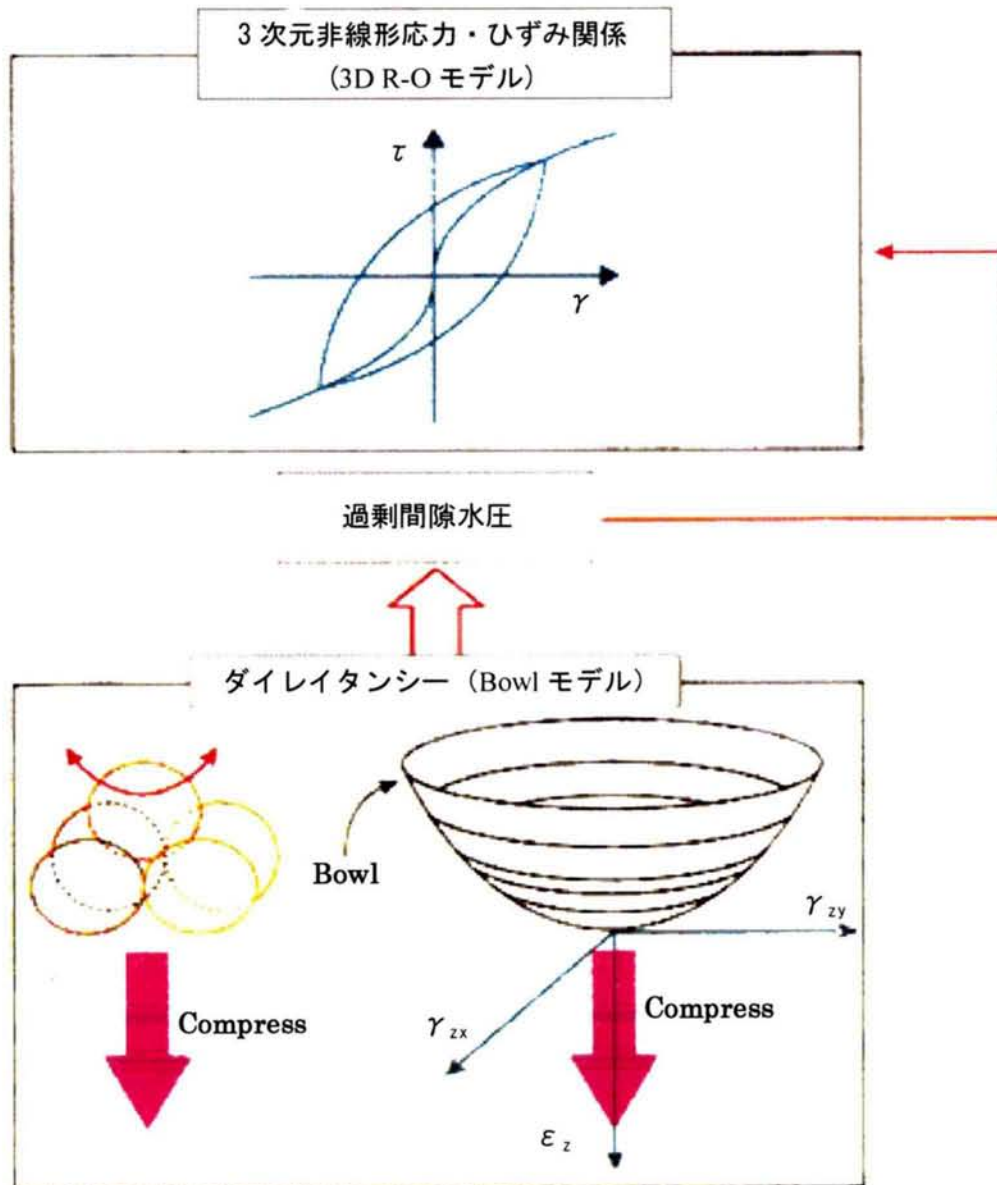


図 3.3-2 土の構成式

これにより、任意応力条件下の非線形挙動や過剰間隙水圧が評価できる。土質は、砂・シルト・粘土に対して使用できるものである。ダイレイタンシーモデル(Bowl Model)は、せん断によるダイレイタンシーの影響を ϵ_r と ϵ_g の和で表したものである。 ϵ_r は土粒子どうしの乗り上がりにより膨張する過程、すなわち正のダイレイタンシーを示すのに対し、 ϵ_g は土粒子構造の相対的に弱いところが崩れ収縮してゆく過程、すなわち負のダイレイタンシーを表現している。

構成式の土質パラメータは、通常の要素試験結果から設定する。有効応力解析の位置付けとその概念を図3.3-3示す。

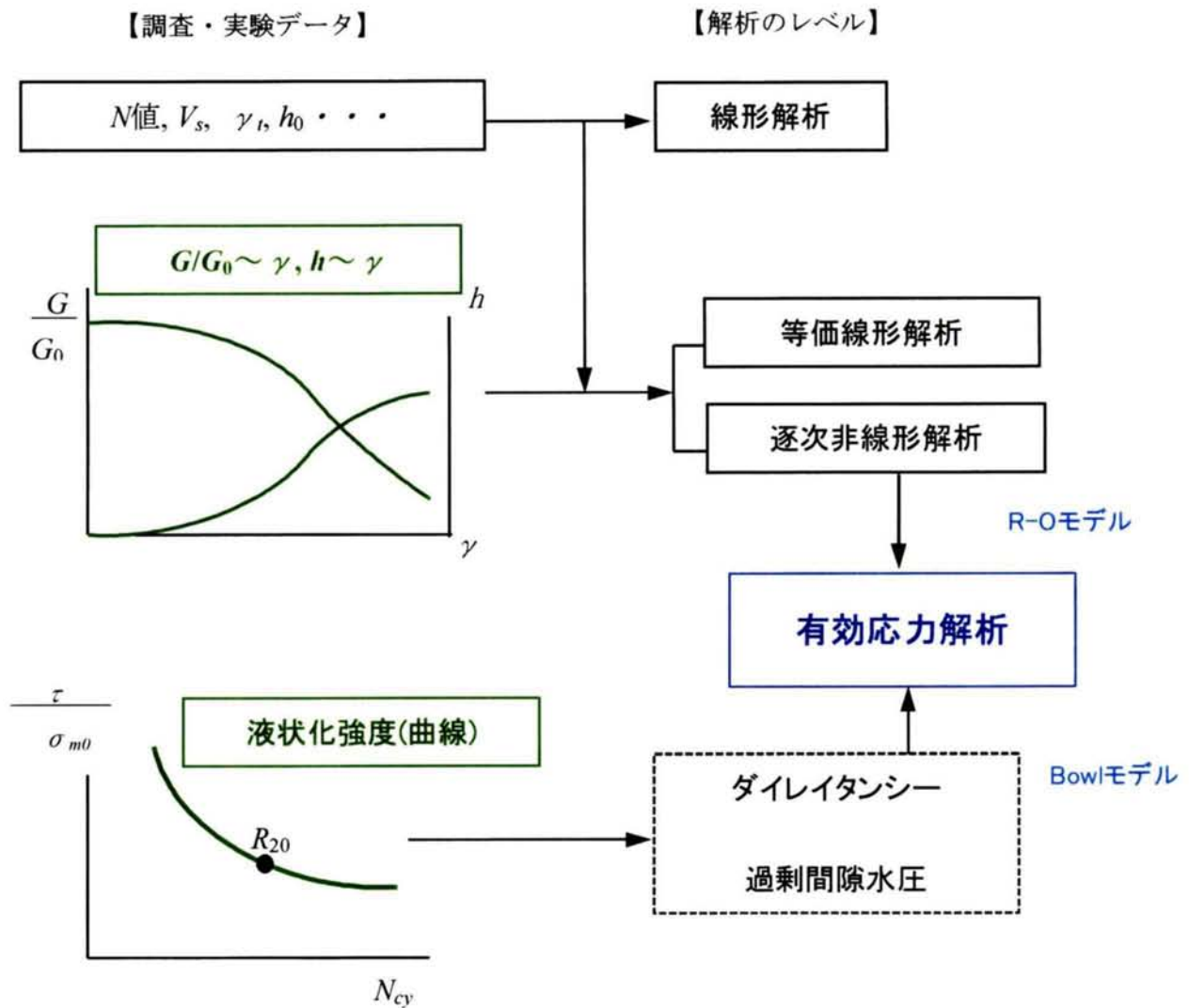


図 3.3-3 有効応力解析の位置付けとパラメータの設定方法

3-3-2 梁バネモデルによる解析手法

液状化圧作用時の遮水壁の応力と変形状態に関しては、液状化した土が流体としての圧力（液状化圧）を載荷する状態の静的問題として捉えることができる。

ここでは、この釣合い状態を図3.3-4のような、簡易なモデルで表現し、二次元非線形骨組解析により検討を行う。解析においては、遮水壁を梁、構造物下端をピン支持点、遮水壁の非液状化層への根入れ部分を地盤バネでモデル化し、遮水壁の両面から液状化圧のかかる「梁バネモデル」を用いる。

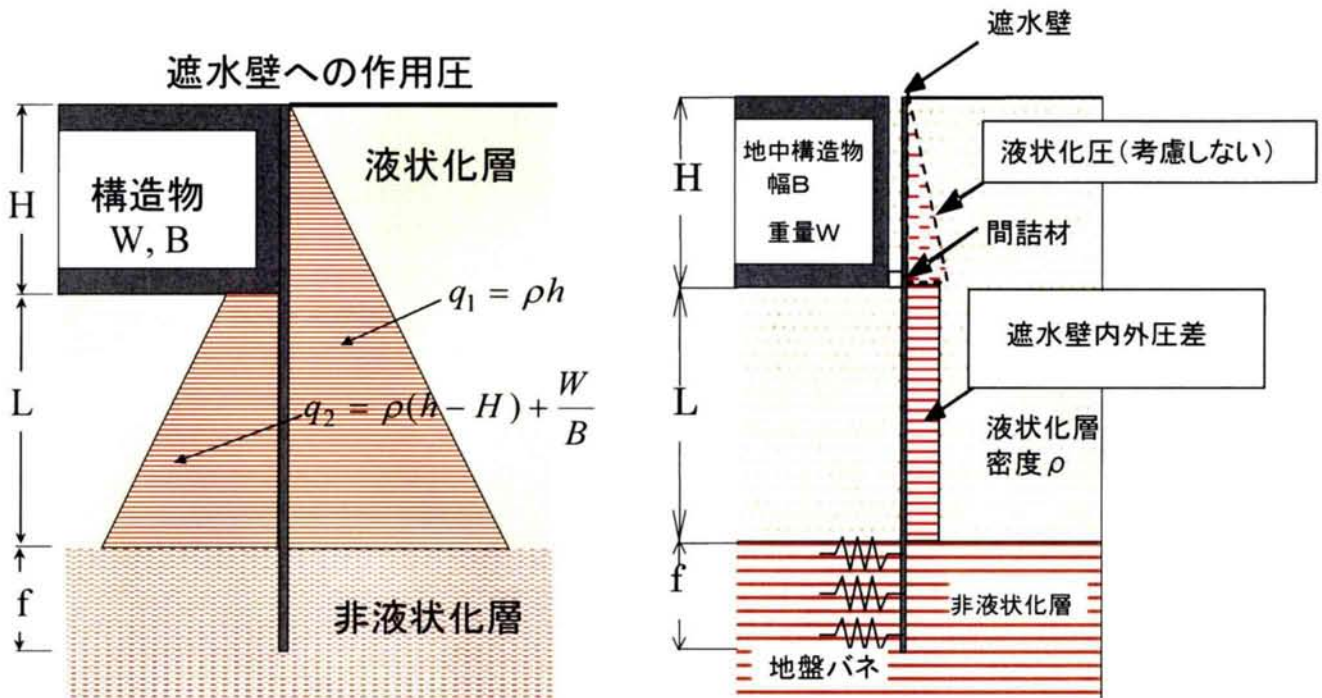


図 3.3-4 遮水壁への液状化圧の作用と梁バネモデル

3-3-3 残留沈下の評価手法

以下に、社本らによって提案された残留変形解析(液状化後の地盤変形解析)の考え方の概略を示す⁹⁾。この沈下のメカニズムは、体積ひずみによる残留変形(ダイレイタンスーや圧密・圧縮による)に着目したもので、地下水位以深の飽和した地盤に適用される。砂の種類や k_0 状態に拠らず一義的に算定できる点が特徴である。

図3.3-5に残留沈下解析フローを示す。地盤の残留変形量を体積減少による変形量として、1次元的に考慮している。

社本法と有効応力解析を組合せた沈下量算定フローを図3.3-6に示す¹⁰⁾。

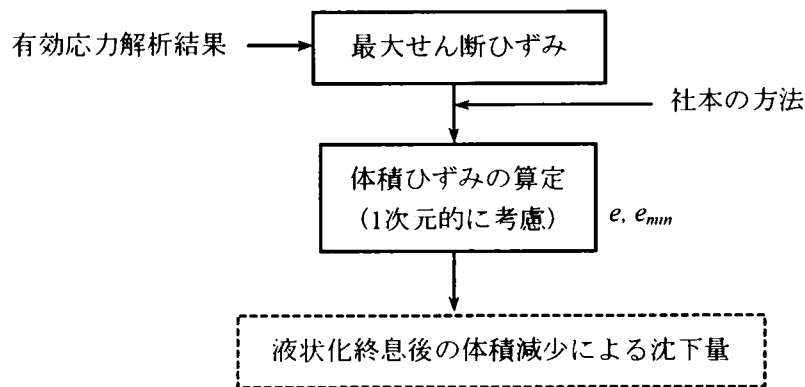


図3.3-5 地盤の残留沈下量解析フロー

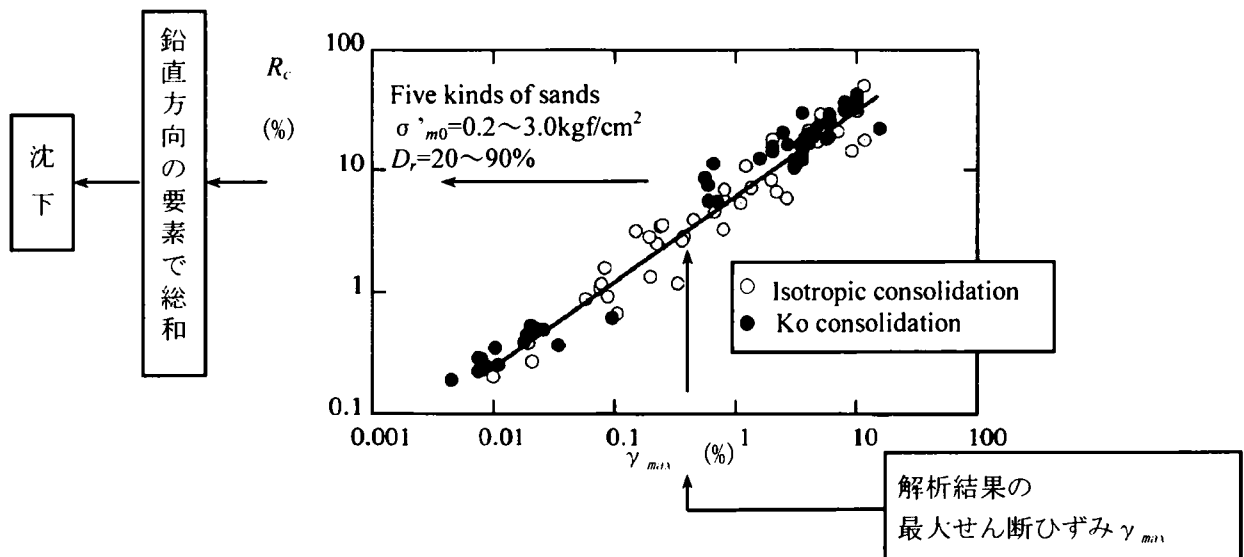


図3.3-6 沈下量算定におけるせん断ひずみ振幅 γ_{max} ~ 余隙間隙比の変化率 R_c との関係

第3章の参考文献

- 1) Yoshimi, Y.: Simplified design of structures buried in liquefiable soil, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.235-240, 1998
- 2) 日本地震工学会性能規定型耐震設計法に関する研究委員会：性能規定型耐震設計法の現状と課題 平成15年度報告書, pp.79-82, 2004
- 3) 吉見吉昭, 玉置克之, 森信夫, 近藤司：止水壁を用いた地中構造物の浮き上がり防止策, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集, pp.263-268, 1991
- 4) 日下部治, 谷口栄一：遠心模型実験 9. 適用事例－動的問題－, 土と基礎, 36-8(367), pp.83-89, 1988
- 5) 佐藤正義, 社本康弘, 後藤茂, 桂豊, 木全宏之：ケーソン岸壁および杭基礎の液状化被害に関する遠心振動実験, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.391-396, 1996
- 6) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究, 名古屋工業大学博士論文, 1997
- 7) 福武毅芳：地震時における地盤液状化とそのシミュレーション, 粉体と工業, Vol.33, No.9, p40, 2001
- 8) 福武毅芳, 松岡元：任意方向繰返し単純せん断における応力・ひずみ関係, 土木学会論文集 No.463/III-22, pp.75-84, 1993
- 9) Shamoto, Y., Sato, M., Jian-min, Z.: Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits, *Soil and Foundations*, pp.39-50, 1996
- 10) 福武毅芳, 時松孝次：地盤の応答の評価－地盤の多次元非線形応答と残留変形－, 第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 日本建築学会, pp.51-85, 1998

第4章 遮水壁による液状化時浮き上がり防止効果の確認実験

| | | |
|----------|---|-----|
| 4-1 | 概要 | 35 |
| 4-2 | 実験ケース | 35 |
| 4-3 | 実験-1(遮水壁がないケース) | 36 |
| 4-3-1 | 実験概要(実験-1) | 36 |
| 4-3-2 | 実験結果(実験-1) | 39 |
| 4-3-3 | 構造物浮き上がり後の地盤の変位分布(追加実験-1) | 45 |
| 4-3-4 | 液状化後の地盤沈下計測用遠心模型実験(追加実験-2) | 48 |
| 4-3-4-1 | 実験概要(追加実験-2) | 48 |
| 4-3-4-2 | 実験結果(追加実験-2) | 49 |
| 4-4 | 実験-2(遮水壁:厚さ2mm, 非液状化層への根入れ10cm) | 52 |
| 4-4-1 | 実験概要(実験-2) | 52 |
| 4-4-2 | 実験結果(実験-2) | 57 |
| 4-5 | 実験-3(遮水壁:厚さ2mm, 非液状化層への根入れ5cm) | 73 |
| 4-5-1 | 実験概要(実験-3) | 73 |
| 4-5-2 | 実験結果(実験-3) | 77 |
| 4-6 | 実験-4(遮水壁:厚さ3mm, 非液状化層への根入れ5cm) | 88 |
| 4-6-1 | 実験概要(実験-4) | 88 |
| 4-6-2 | 実験結果(実験-4) | 91 |
| 4-7 | 実験-5(遮水壁:厚さ3mm, 非液状化層への根入れ7.5cm) | 103 |
| 4-7-1 | 実験概要(実験-5) | 103 |
| 4-7-2 | 実験結果(実験-5) | 106 |
| 4-8 | 実験-6, 実験-7(遮水壁:厚さ2mmと3mm, 非液状化層への根入れ5cm, 構造物下液状化層厚16cm) | 116 |
| 4-8-1 | 実験概要(実験-6, 実験-7) | 116 |
| 4-8-2 | 実験結果(実験-6, 実験-7) | 118 |
| 4-9 | 実験のまとめ | 139 |
| 第4章の参考文献 | | 141 |

第4章 遮水壁による液状化時浮き上がり防止効果の確認実験

4-1 概要

縮尺 1/30 の模型を設置したせん断土槽に対し、30g の遠心力载荷を行い、地盤の液状化が生じる過程での地中構造物周辺に生じる現象を再現した^{1), 2), 3)}。

本工法のメカニズムの検証にあたり、着目した項目は次のとおりである。

- ① 遮水壁がある場合の液状化地盤の移動（変形）状態
- ② 地震動作用時の遮水壁の応力状態
- ③ 液状化圧作用時の遮水壁の応力及び変形の状態
- ④ 液状化時の遮水壁の変形と構造物の浮き上がり変位の関係

4-2 実験ケース

構造物の浮き上がりに関する遠心模型振動実験は表 4.2-1 に示す 7 ケースを実施した。ただし、実験-1 は、液状化に伴う構造物の浮き上がり現象を確認するためのものであり、遮水壁を設置していないケースである。表 4.2-2 に示す 2 ケースの実験は追加として実施したものであり、備考に示した項目が実施の目的である。

表 4.2-1 遠心模型振動実験の実施ケース（（ ）内の数値は実物換算値）

| 実験ケース | 対策工（遮水壁） | 非液状化層厚 | 構造物下の液状化層厚 |
|-------|------------|---------------|----------------|
| 実験-1 | なし | 10cm (3m) | 16cm (4.8m) |
| 実験-2 | アルミ板厚さ 2mm | 10cm (3m) | 16cm (4.8m) |
| 実験-3 | | 5cm (1.5m) | 21cm (6.3m) |
| 実験-4 | アルミ板厚さ 3mm | 5cm (1.5m) | 21cm (6.3m) |
| 実験-5 | | 7.5cm (2.25m) | 18.5cm (5.55m) |
| 実験-6 | アルミ板厚さ 2mm | 5cm (1.5m) | 16cm (4.8m) |
| 実験-7 | アルミ板厚さ 3mm | 5cm (1.5m) | 16cm (4.8m) |

表 4.2-2 遠心模型振動実験の追加ケース

| 実験ケース | 実験内容 | 備考 |
|--------|----------------------------------|----------------------------|
| 追加実験-1 | 実験-1 と同様の状態で、液状化層に色砂（マーカー）を敷設する。 | ・ 構造物浮き上がり時の周辺地盤の回りこみ変位の検証 |
| 追加実験-2 | 実験-1 と同様の地盤条件で、構造物を設置しない。 | ・ 液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下量の検証 |

4-3 実験-1（遮水壁がないケース）

4-3-1 実験概要（実験-1）

実験-1 では、対策工（遮水壁）がない場合の構造物の挙動を確認する．非液状化層厚は実験-2 と同じ 10cm（実物換算 3m）とした．遠心加速度は、 $30g$ とした．

（1）実験模型

実験モデル図を図 4.3-1 に、これを相似則により実物換算したものを図 4.3-2 に示す．非液状化層は 100mm（実物換算 3m）、その上に液状化層が 248mm（実物換算 7.44m）存在するものとした．

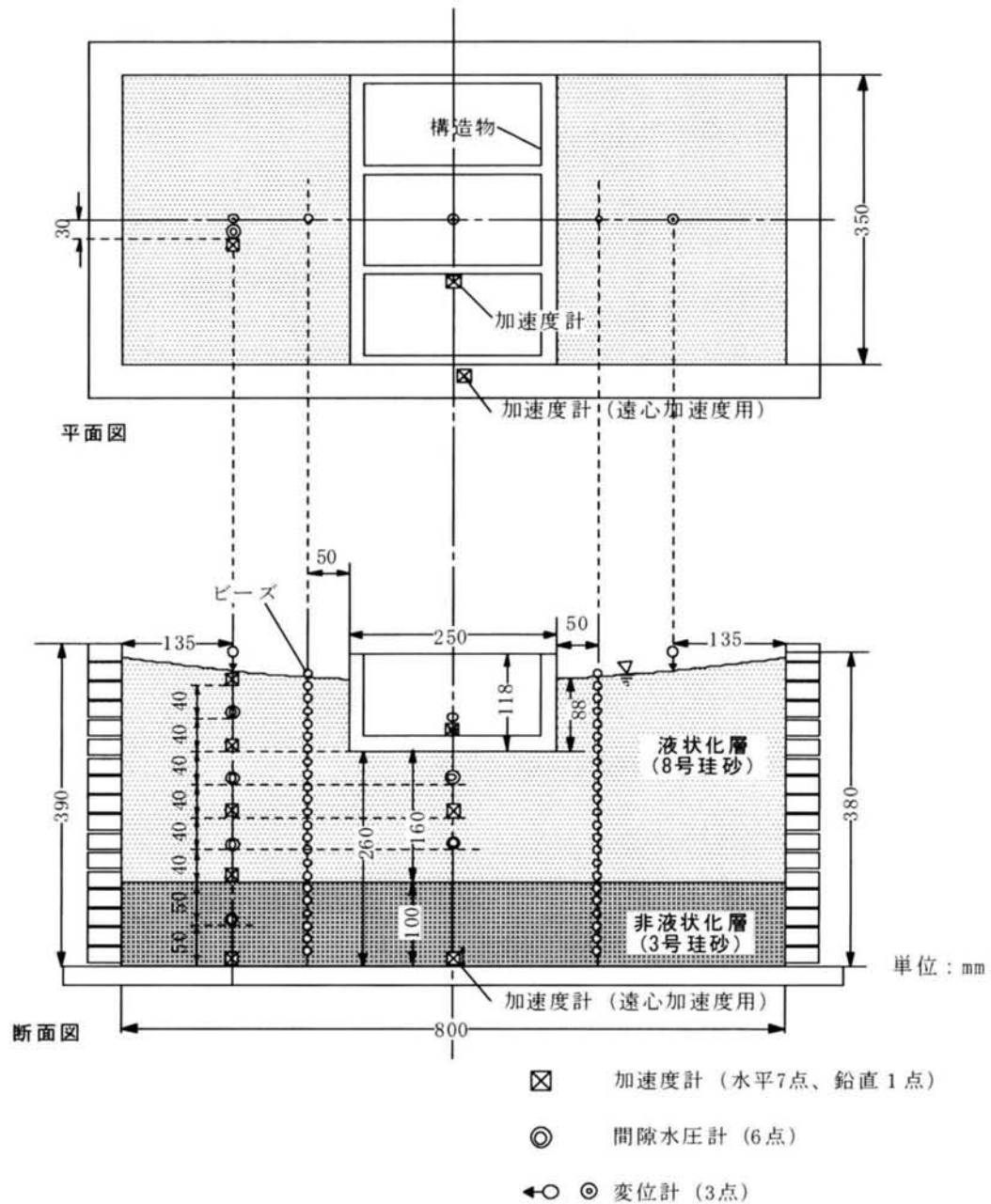


図 4.3-1 実験モデル図（実験-1）

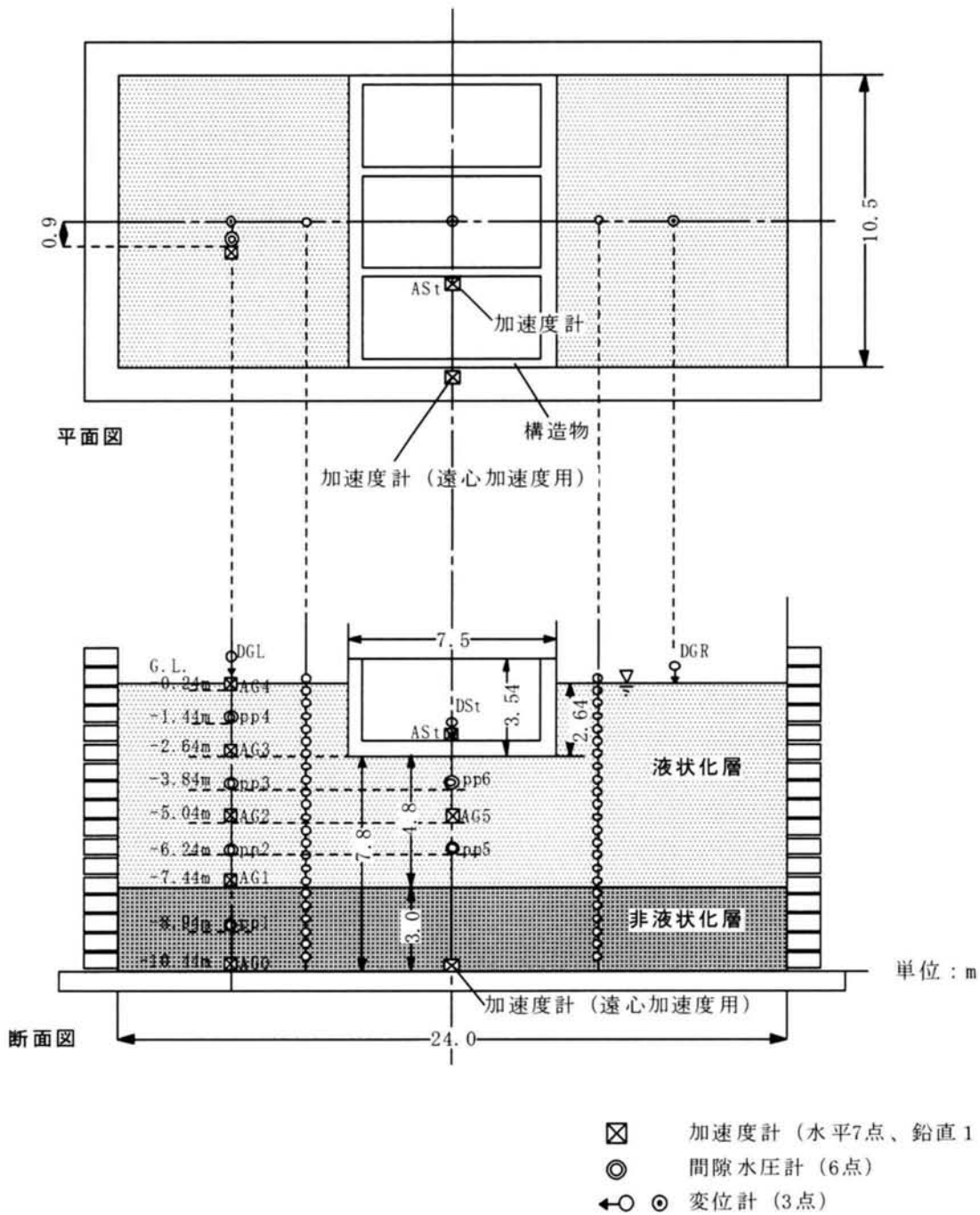


図 4.3-2 実験モデル図（実験-1：寸法は、実物に換算したもの）

(2) 計測項目

実験における計測項目を表 4.3-1 に示す。

表 4.3-1 計測項目一覧（実験-1）

| 計測項目 | 計測点数 | 備 考 |
|---------|-------------------------------------|-------------------------|
| 水平加速度 | 入力：1 自由地盤：4 構造物下地盤：1 構造物：1 | |
| 遠心加速度 | 1 | |
| 地盤の間隙水圧 | 側方地盤内：4 構造物下地盤内：2 | 側方地盤内のうちの 1 つは非液化化層内に設置 |
| 変位 | 自由地盤鉛直変位：2 構造物鉛直変位：1 | |
| 地盤変位 | 構造物から 50mm, 2ヶ所 | 埋設したビーズの位置を、実験後掘り出して確認 |

(3) 模型地盤の性状

加振に先立ち、地盤の初期条件を求めるため、微小正弦波加振による固有振動数の計測を行った。結果を図 4.3-3 に示す。微小加振における、入力に対する地表面の応答の固有振動数は、2.9Hz であった。

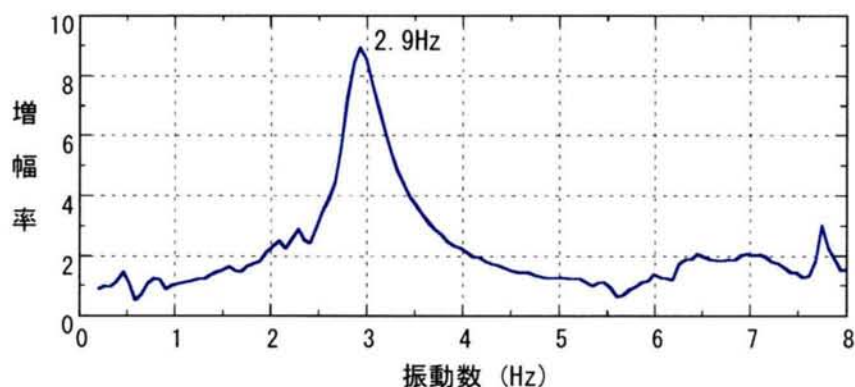


図 4.3-3 微小スイープ加振における地表/入力の伝達関数（実験-1）

4-3-2 実験結果（実験-1）

遠心加速度 $30g$ 下において、振動実験を行った。入力波は、実物換算で 200gal、振動数 2Hz、定常 50 波の正弦波とした。

加速度、変位、過剰間隙水圧比の時刻歴を図 4.3-4～4.3-8 に示す。結果は、いずれも実物換算した値で表記した。計測は、実物換算で 300 秒間行ったが、時刻歴は、加振中とその直後の状態がわかるように 45 秒間のものを中心に示した。非液状化層は、過剰間隙水圧が 0.8 程度であり、非液状化層直上に設置した加速度計（AG1）は、入力加速度と同程度かそれ以上の応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。一方、液状化層は、いずれの点においても過剰間隙水圧比が 1 に達し、液状化に至っており、加速度も小さな応答しか生じていない。過剰間隙水圧比の時刻歴を見ると、構造物直下の pp6 では、一度過剰間隙水圧比が 1.3 程度まで上昇した後、0.8 程度まで低下し、その後 1 で一定となっている。また、同深度の側方地盤内に設置した pp3 はその上下の pp2、pp4 と比べ、水圧の上昇に著しい遅れが見られる。これらは、構造物の浮き上がりによる地盤の流動により、水圧の減少が生じたためと考えられる。

構造物は、約 330mm 浮き上がりを生じ、地表面は、約 250mm 沈下を生じた。

実験後に地盤を切り出し、ビーズの変位を調べた結果を図 4.3-9 に示す。非液状化層の直上（G.L. -6.5m 付近）で構造物側に最も大きな水平変位を生じている。

実験の主な写真を写真 4.3-1～4.3-4 に示す。

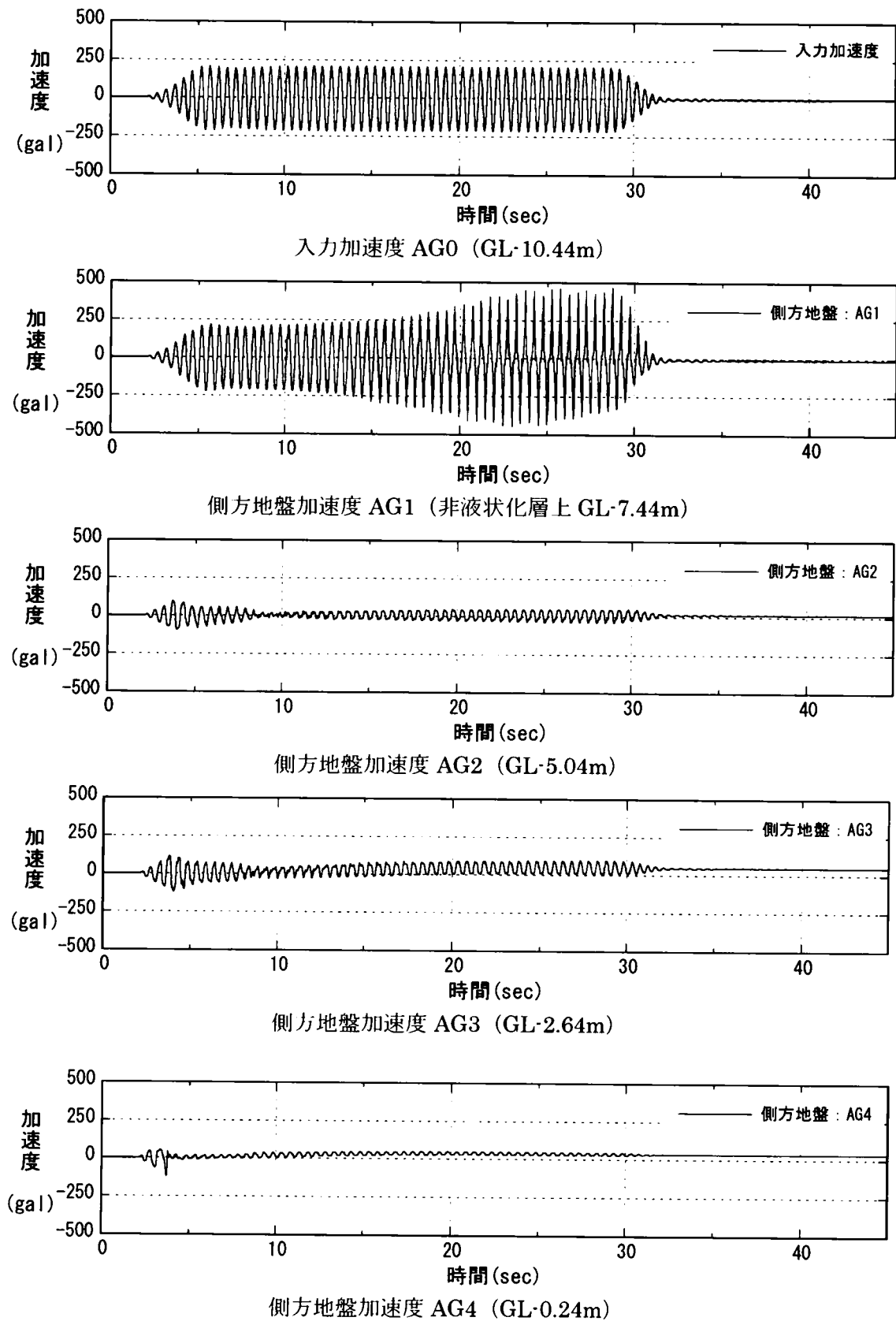


図 4.3-4 側方地盤の水平加速度時刻歴 (実験-1)

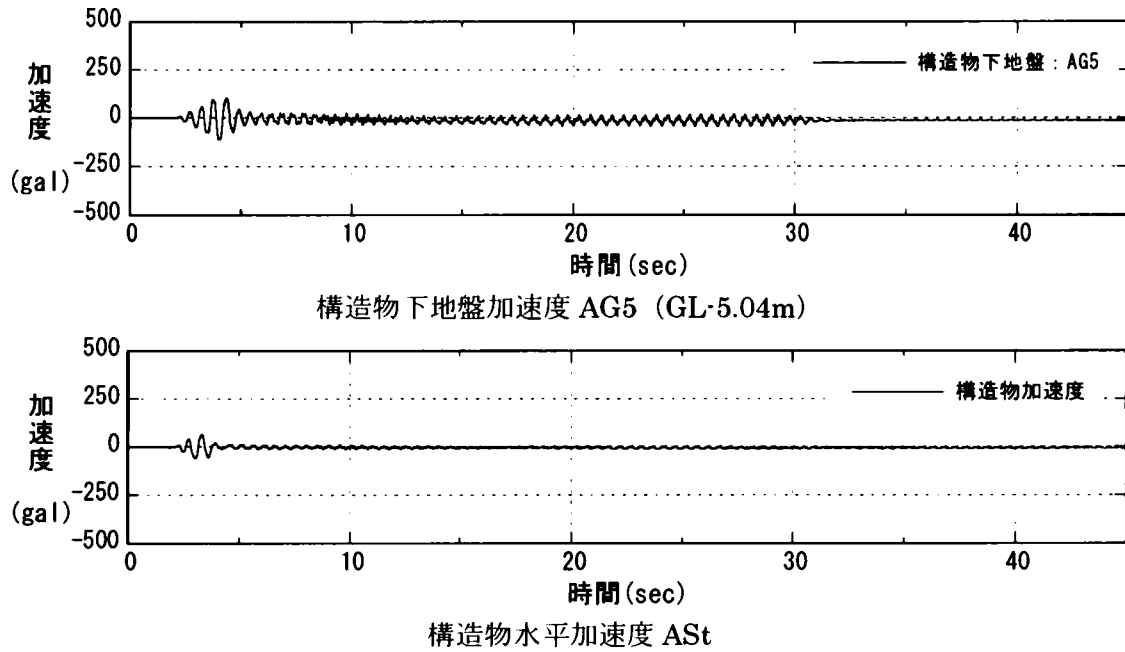


図 4.3-5 構造物およびその直下の地盤の水平加速度時刻歴 (実験-1)

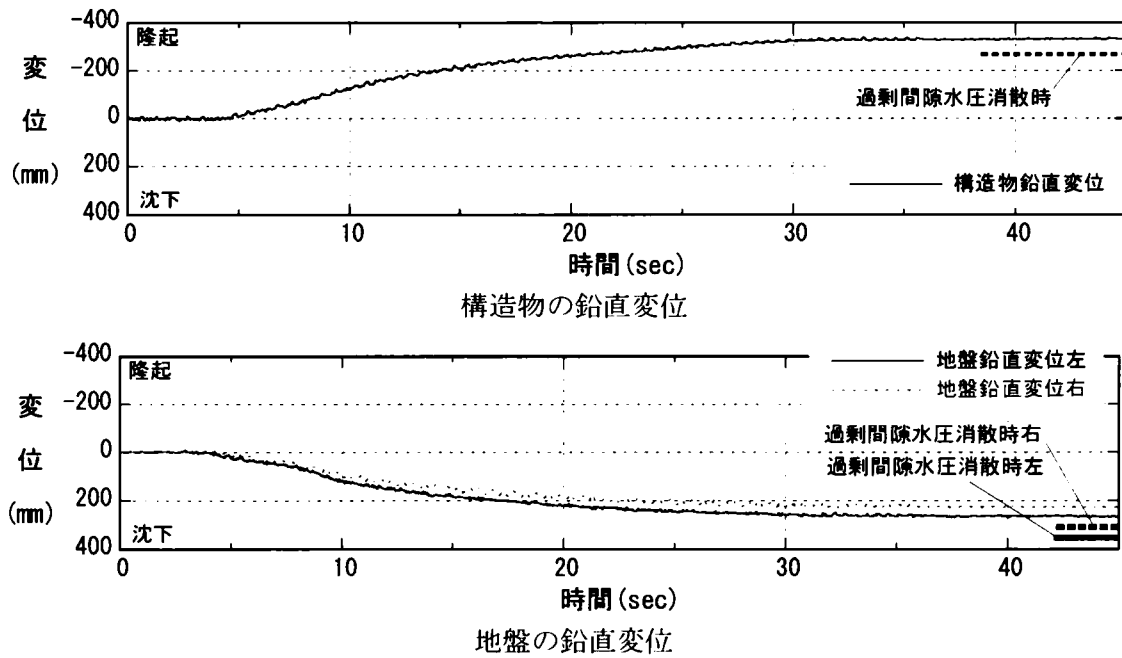


図 4.3-6 構造物、地盤の鉛直変位の時刻歴 (実験-1)

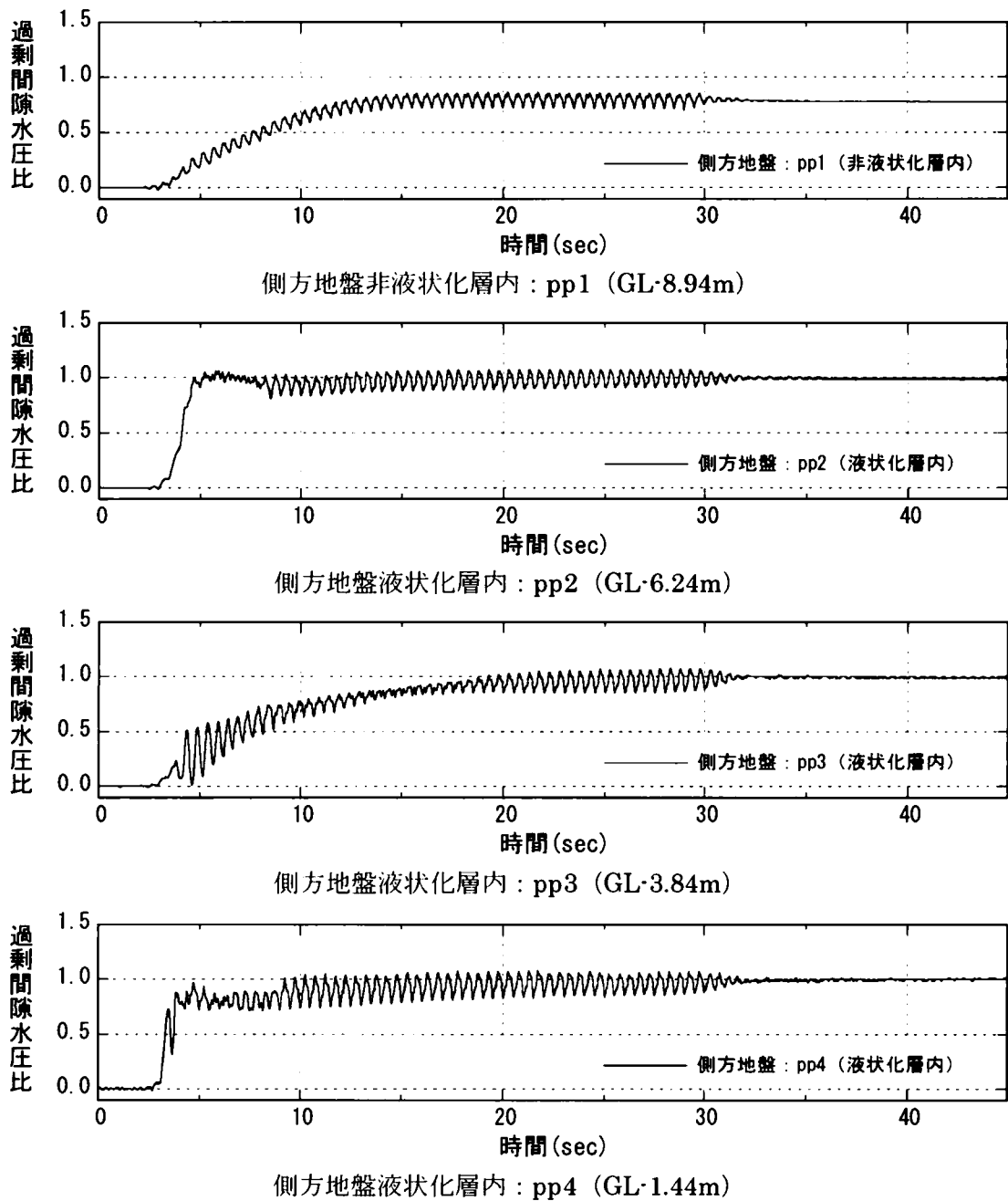


図 4.3-7 自由地盤の過剰間隙水圧比時刻歴 (実験-1)

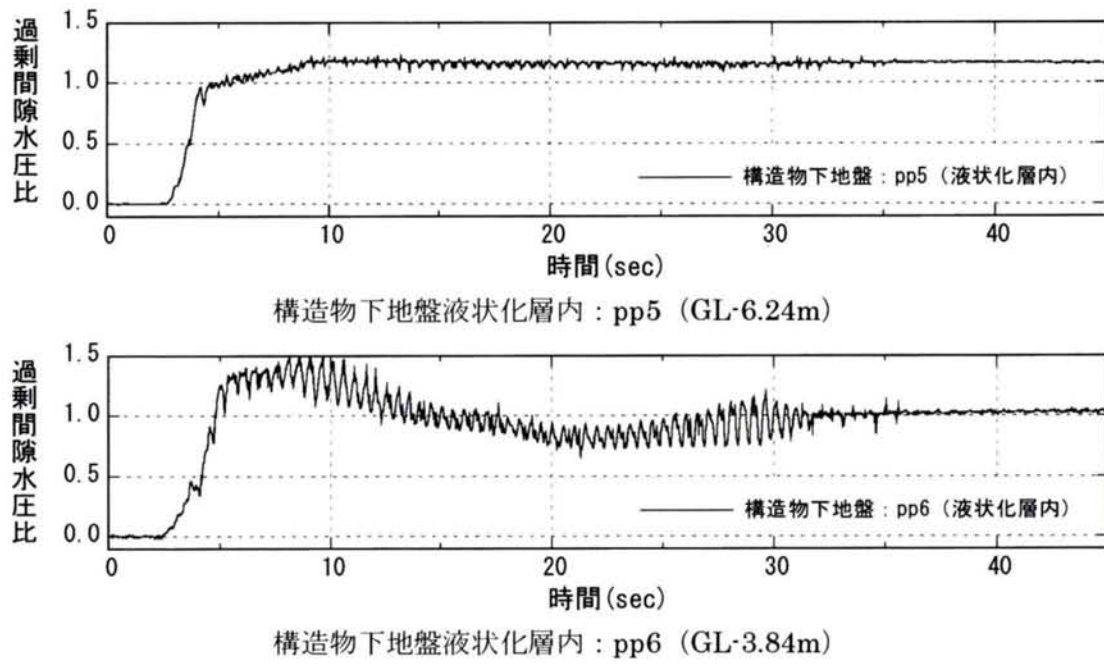


図 4.3-8 構造物直下地盤の過剰間隙水圧比時刻歴（実験-1）

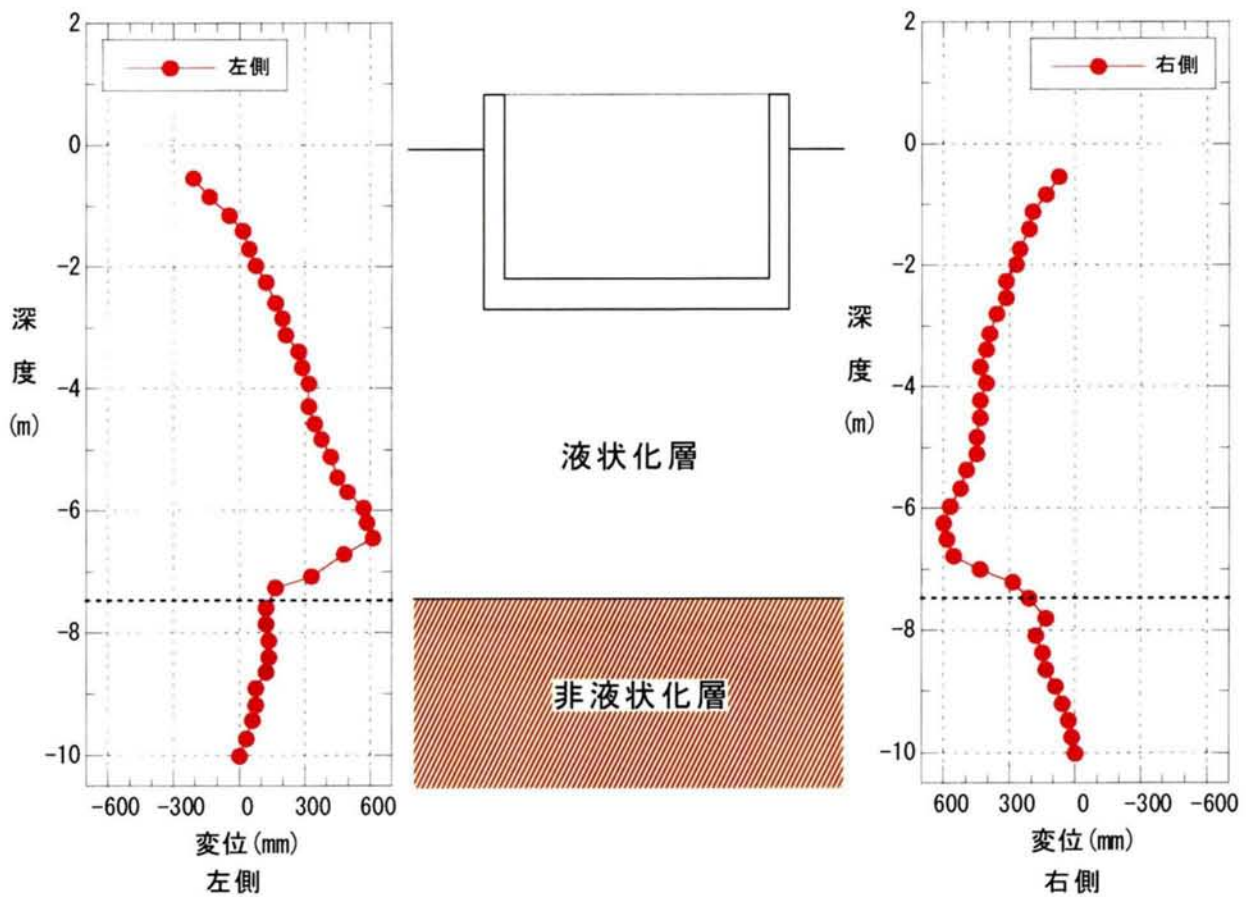


図 4.3-9 実験後のビーズ変位分布（実験-1）

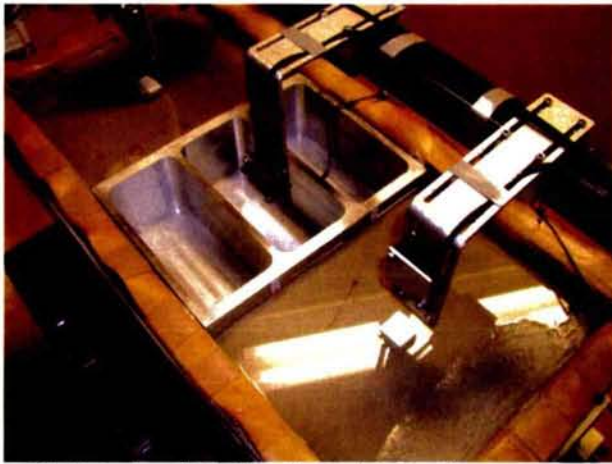


写真 4.3-1 実験前の状況（実験-1）



写真 4.3-2 実験前（地表面は赤い線のところ）

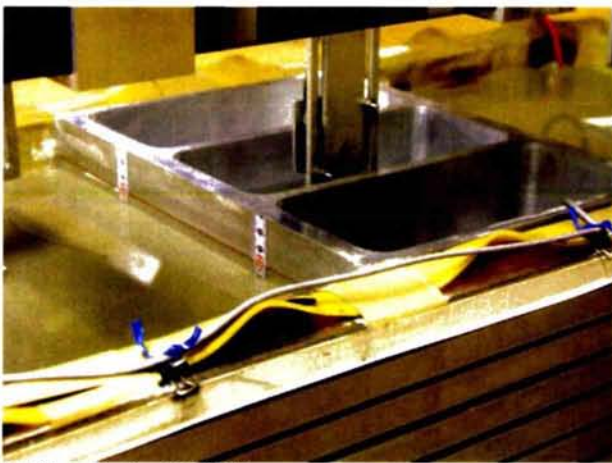


写真 4.3-3 実験後
（構造物が浮き上がり、赤い線が露出
している）



写真 4.3-4 実験後、水位を下げた状態
（相対的に約 20mm の浮き上がり
を生じている）

4-3-3 構造物浮き上がり後の地盤の変位分布（追加実験-1）

構造物浮き上がり後の地盤の変位分布を更に詳細に見るため、地盤作成時に色砂を設置した実験を追加して実施した。実験モデル図を図 4.3-10 に示す。色砂は、液状化層に用いた 8 号珪砂をペンキで色づけした後、ふるい分けして、原地盤と同等の粒径のもののみを使用した。色砂を入れたこと、地盤変位計測用ビーズを構造物の右側にのみ 3 列配置した以外は、実験-1 と同じ諸元である。

色砂敷設状況を写真 4.3-5 に、実験後の地盤断面を写真 4.3-6 と図 4.3-11 に示す。

既に実験-1 の完了後に、地盤を切り出しビーズの変位を調べた結果から、地盤の回り込み現象が確認できていたが、今回の追加実験により周辺地盤の沈下状況と構造物下地盤の隆起状況が明らかになった。

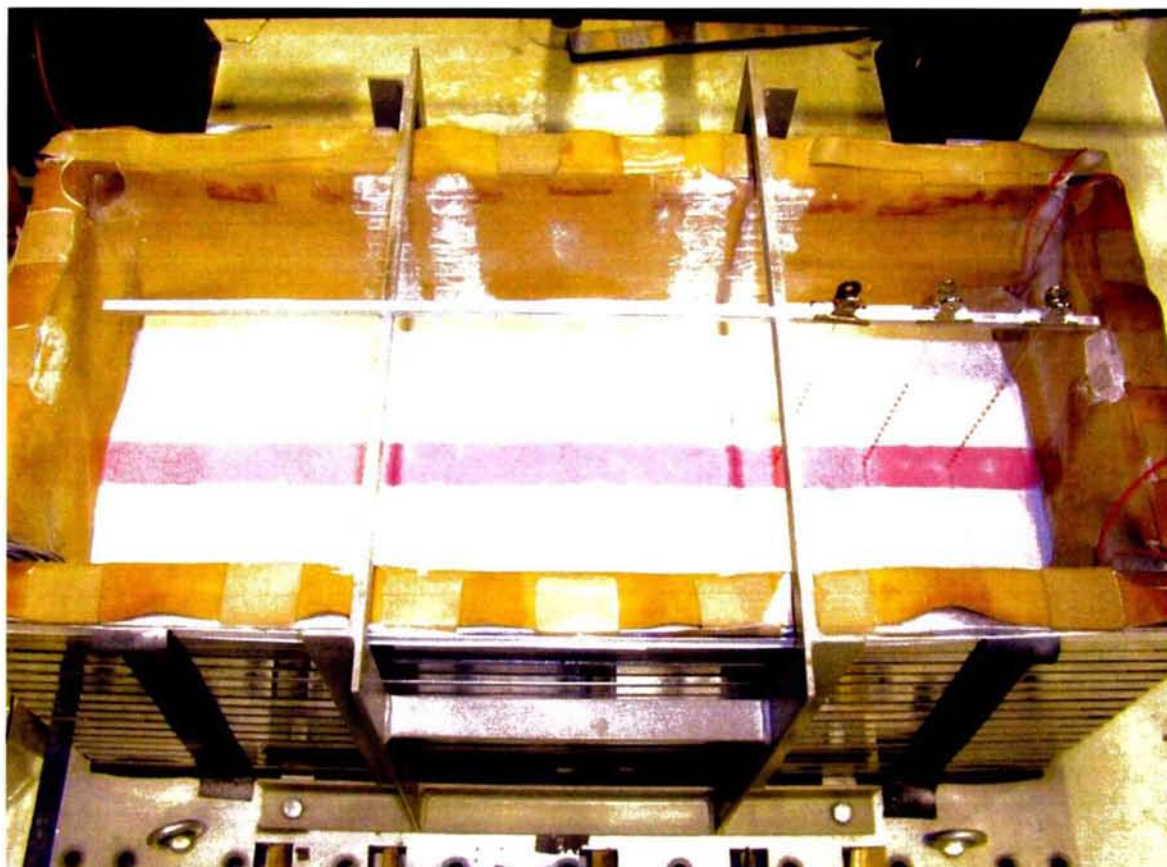


写真 4.3-5 色砂の設置（追加実験-1）

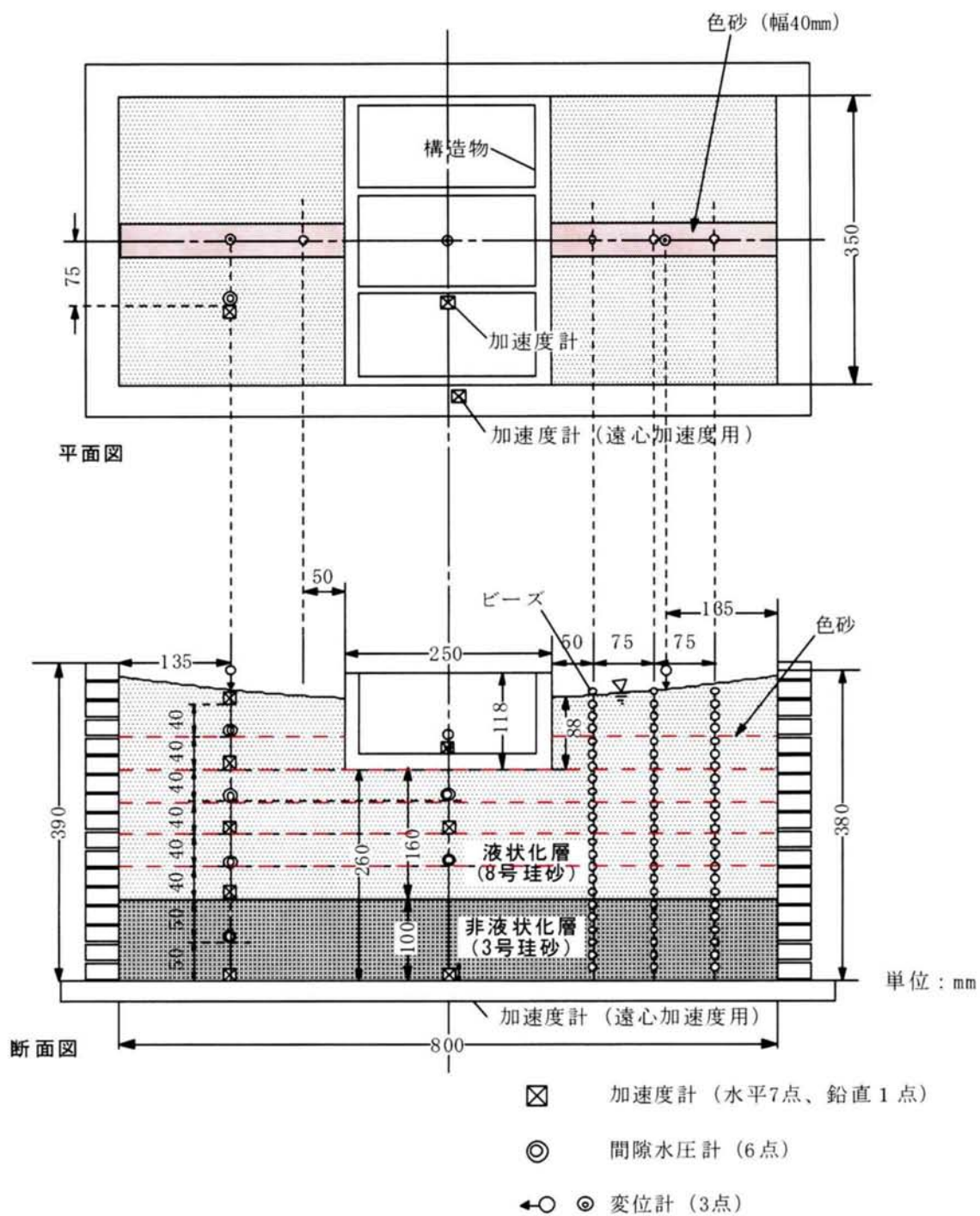


図 4.3-10 実験モデル図 (追加実験-1)



写真 4. 3-6 実験後の地盤断面の状況（追加実験-1）

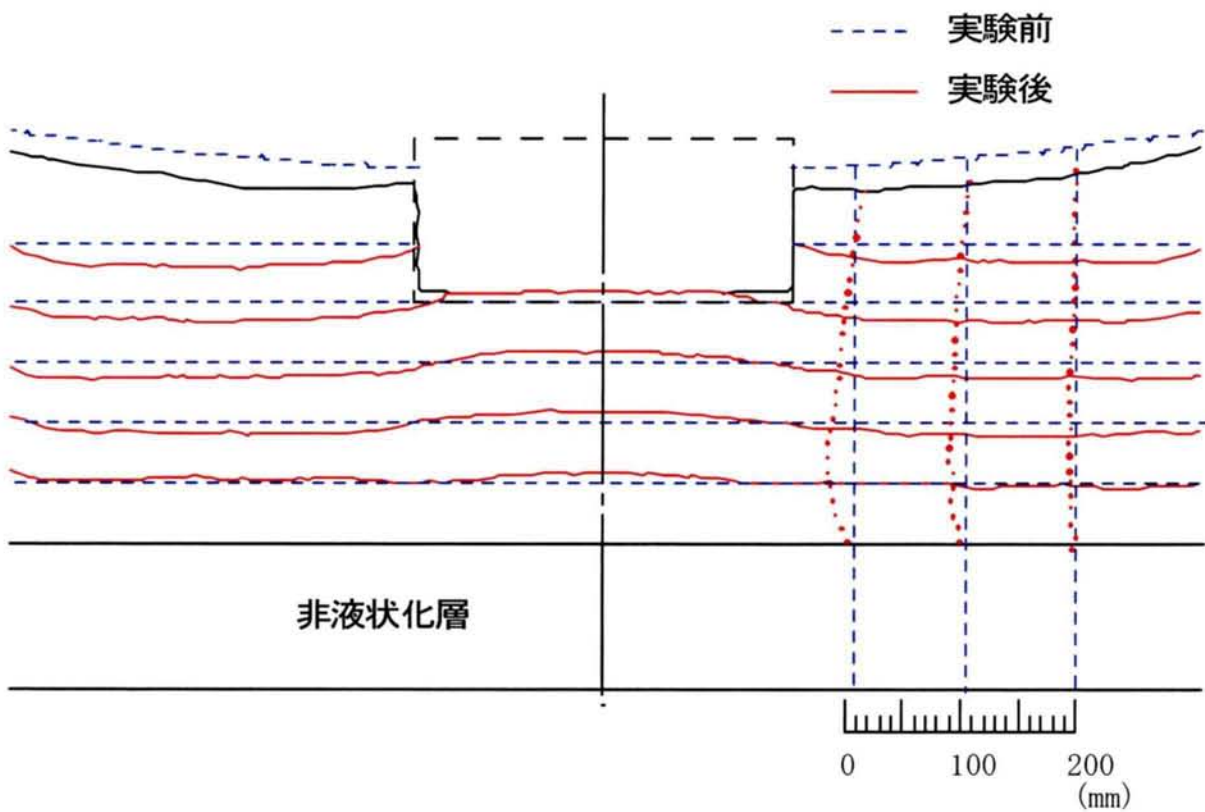


図 4. 3-11 実験後の地盤断面（追加実験-1）

4-3-4 液状化後の地盤沈下計測用遠心模型実験（追加実験-2）

4-3-4-1 実験概要（追加実験-2）

液状化後の過剰間隙水圧の消散と地盤沈下の関係を求めるため、地盤のみの振動実験を実施した。遠心加速度は、他の実験と同じ $30g$ とした。

(1) 実験模型

実験モデル図を図 4.3-12 に示す。実験-1 と同様に、非液状化層は 100mm （実物換算 3m ），その上に液状化層が 248mm （実物換算 7.44m ）存在するものとした。

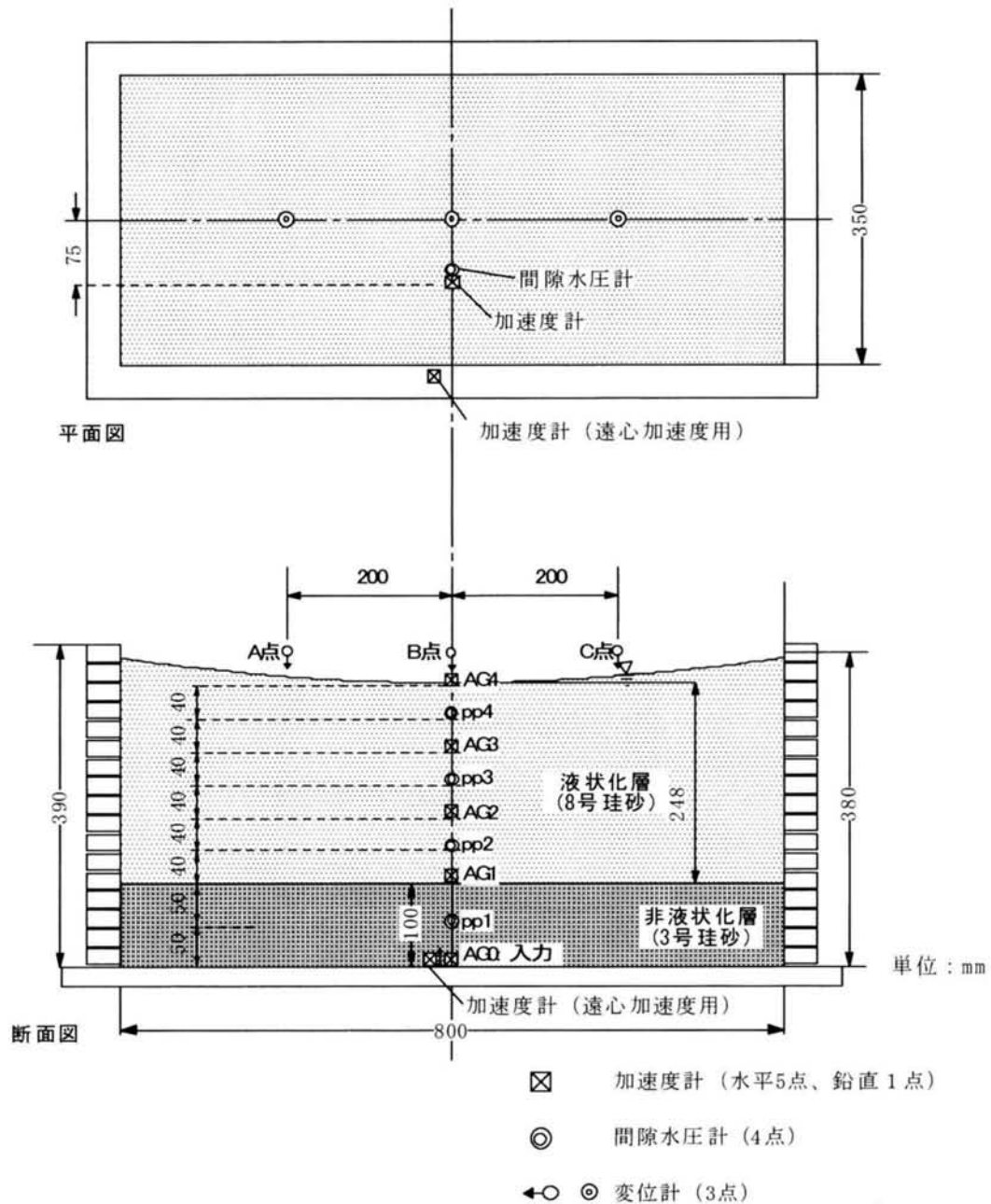


図 4.3-12 実験モデル図（追加実験-2）

(2) 計測項目

実験における計測項目を表 4.3-2 に示す。

表 4.3-2 計測項目一覧（追加実験-2）

| 計測項目 | 計測点数 | 備考 |
|---------|----------------|-----------------------|
| 水平加速度 | 入力：1 自由地盤：4 | |
| 遠心加速度 | 1 | |
| 地盤の間隙水圧 | 地盤内（中心位置）：4 | 地盤内のうちの 1 つは非液状化層内に設置 |
| 変位 | 地表面鉛直変位：3 | |

(3) 模型地盤

模型地盤の材料、作成手順は、既往の実験と同様である。模型地盤に用いた地盤材料の諸元を以下に示す。

- ・液状化層：8号珪砂 ($D_{50}=0.09\text{mm}$)，相対密度 60%，湿潤単位体積重量 1.8tf/m^3
- ・非液状化層：3号珪砂 ($D_{50}=2.1\text{mm}$)，相対密度 90%以上，湿潤単位体積重量 1.98tf/m^3

4-3-4-2 実験結果（追加実験-2）

遠心加速度 $30g$ 下において、振動実験を行った。入力波は、実験-2 と同じく、実物換算で 200gal ，振動数 2Hz ，定常 25 波の正弦波とした。計測は、加振中は、 2kHz ，その後の過剰間隙水圧が完全に消散し、変位、水圧が一定値に落ち着くまで実施した。加速度、過剰間隙水圧比、変位の主な時刻歴を図 4.3-13～4.3-14 に示す。値はいずれも実物換算した値を用いた。

非液状化層上の加速度 $AG1$ は、10 秒までは、ほぼ入力と同じ応答を示しているが、10 秒以降加速度がいったん大きく増加し、その後小さくなっている。これば、過剰間隙水圧の増加により、地盤の剛性が低下し、10cm (3m) の非液状化層の固有周期が加振周期とほぼ一致し、共振を生じた後、液状化に近い状態に至ったものと考えられる。

一方、液状化層内に設置した加速度計 $AG2\sim AG4$ は、加振初期の段階から応答が小さく、早期に液状化に至ったものと考えられる。図 4.3-14 に示した $pp4$ の過剰間隙水圧の時刻歴からも液状化層が完全に液状化に至っていることが確認された。

液状化後の過剰間隙水圧は、700 秒から 1200 秒経過した時点から低下し始め、3500 秒経過時でほぼ 0 に戻っている。 $pp4$ が若干 0 より大きい値に収束しているのは、液状化により水圧計の位置が少し変化したためと考えられる。

地表面沈下も過剰間隙水圧と同じ 3500 秒程度で、ほぼ収束し、最終的に $110\sim 140\text{mm}$ の沈下を生じた。地表面沈下は、加振中から生じ、 $pp4$ の過剰間隙水圧比の時刻歴と合わせてみると、ほぼ完全液状化に至った時点から生じだしている。

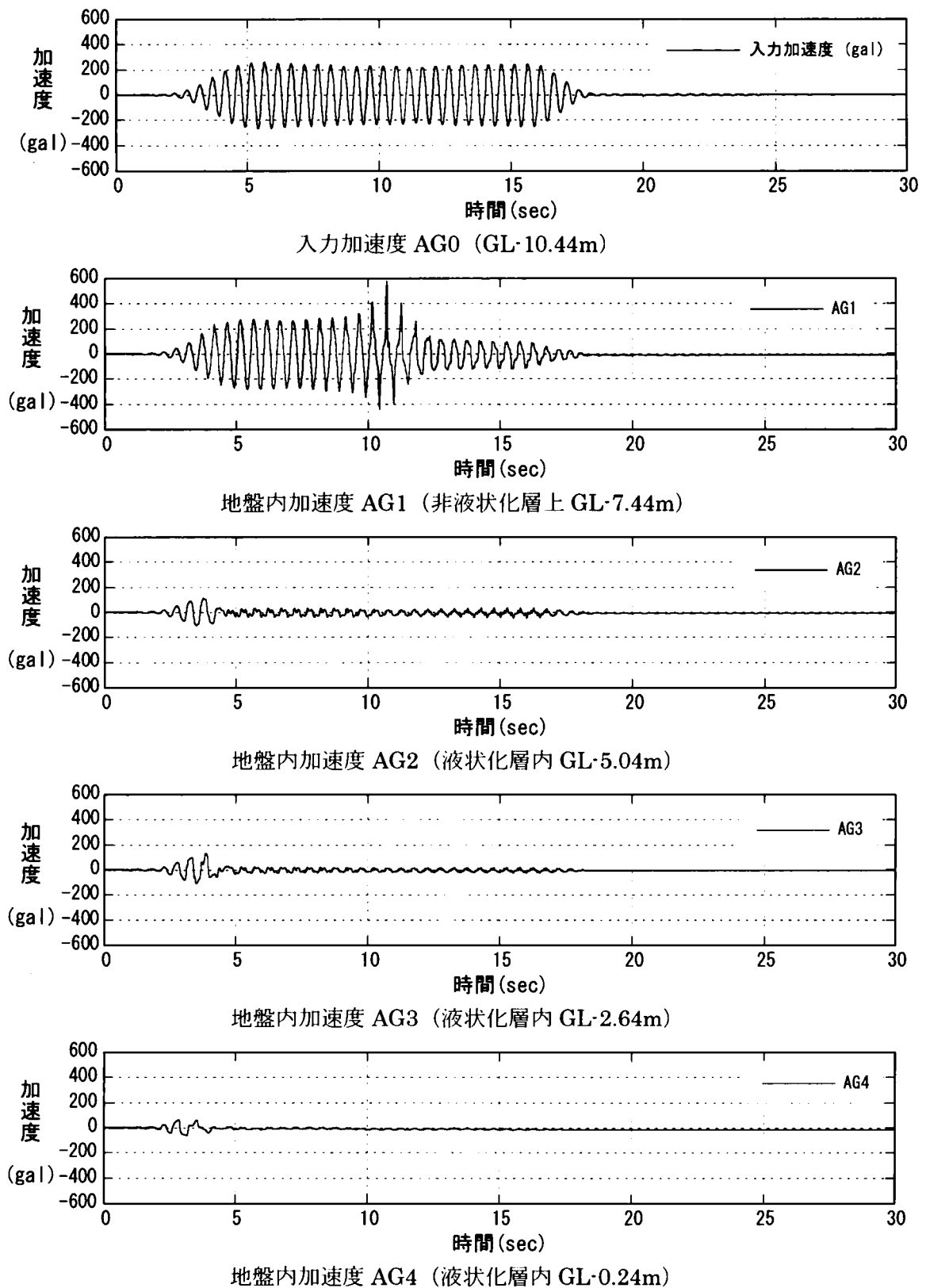
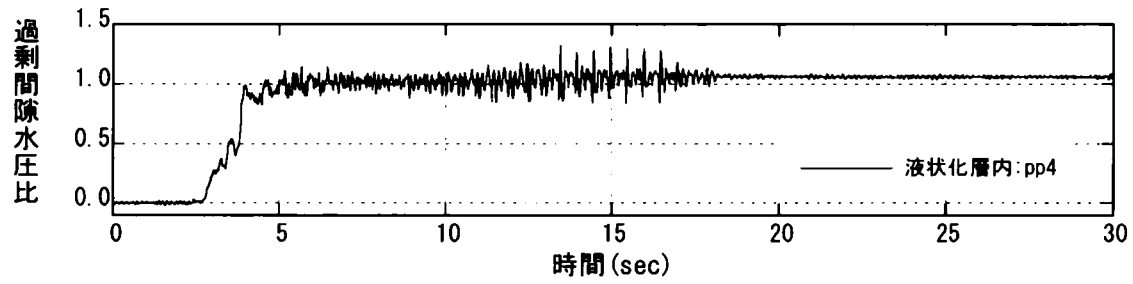
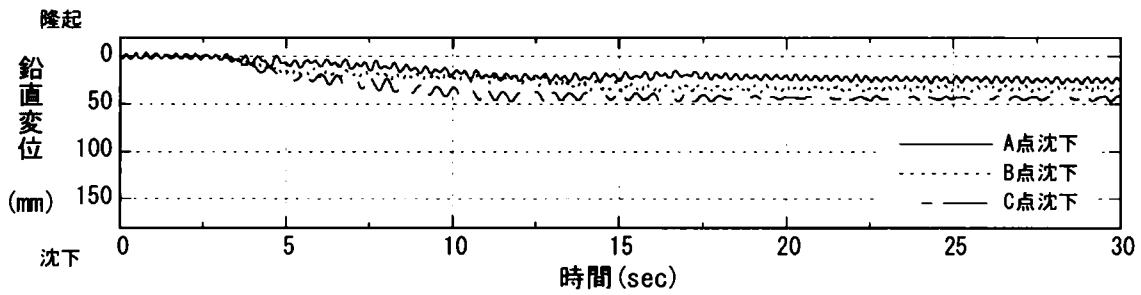


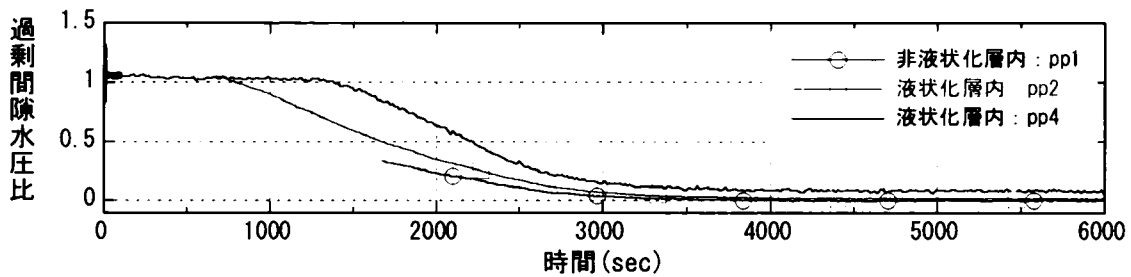
図 4.3-13 地盤の水平加速度時刻歴 (追加実験-2)



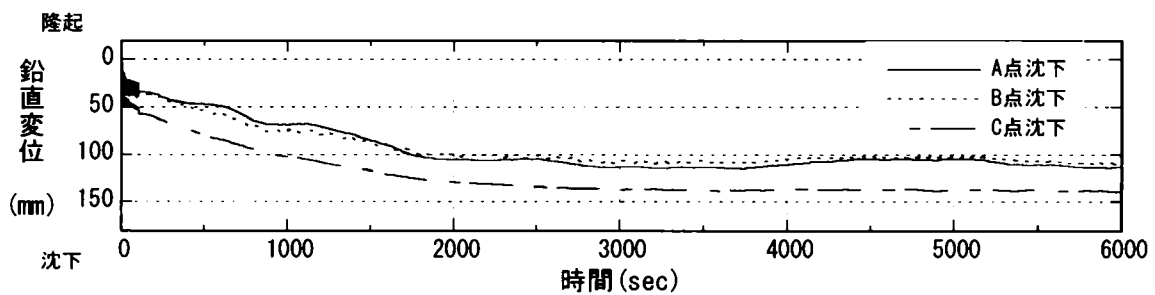
加振中の過剰間隙水圧比の変化 pp4 (G.L.-1.44m)



加振中の地表面沈下



地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (6000 秒間)
(計測の不具合により, pp1, pp2 は途中より表示)



地表面沈下の時刻歴 (6000 秒間)

図 4.3-14 過剰間隙水圧比, 地表面沈下の時刻歴 (追加実験-2)

4-4 実験-2（遮水壁：厚さ 2mm，非液状化層への根入れ 10cm）

4-4-1 実験概要（実験-2）

実験-2では対策工である遮水壁が，厚さ100mm（実物換算3m）の非液状化層に根入れしているケースについて実施した．液状化層厚は248mm（同7.44m）であり，地中構造物は88mm（同2.64m）根入れしている．

（1）実験模型と実験手順

実験模型を図4.4-1に示すが，対策工である壁は，構造物の両側に5mm（同0.15m）離して設置し，壁と土槽の間は，側面，下端とも止水され，壁の内外の地盤間で間隙流体の移動はないが，変位は拘束されておらず，自由に動くことができる．また，地中埋設物と壁との間は，寒天により止水されているが，固定はされていない．模型を実構造物のスケールで表示したものを図4.4-2に示す．なお，B壁は，壁天端よりさらに幅3cm，高さ15cmの突出部を設け，この変位を測定することにより，壁の変位分布の計測精度の確認を行っている．

実験は，以下の手順で実施した．

- ・ 3.2.1に示した手順で実験模型を作成する．
- ・ 模型を遠心载荷装置に乗せ，所定の遠心加速度（地盤の中心で30g）にし，5分以上地盤を圧密（安定）させた後，地盤の変位や過剰間隙水圧が変化しないことを確認する．なお，遠心加速度を上昇させる過程において，5，10，15，20，25，30 g 载荷時点で，ベンダーエレメントによる地盤のS波速度計測を実施した．
- ・ 加振に先だって，0.1g（実物換算で3.3gal相当），30～150Hz（実物換算で1～5Hz相当）の周波数スウィープ加振を行い，地盤の卓越周期を求める．
- ・ 土槽底面（基盤）より60Hz，約6g（実物換算で2Hz，約200gal）の正弦波を25波入力し，加振中および加振後の地盤の加速度，過剰間隙水圧，地表面および構造物，壁の変位等を10秒間（実物換算300秒間），サンプリング周波数1kHzで計測する．
- ・ 加振中のデータ保存後，モニタリングを行いながら，サンプリング周波数2Hzで計測を行い，過剰間隙水圧が完全に消散し，構造物，地盤の変位が一定になるまで計測を行う．
- ・ 遠心加速度を除荷し，真空ポンプを用いて，地盤中の間隙流体を排水する．
- ・ ビーズの位置より手前の模型地盤を撤去し，ビーズの変位を計測する．

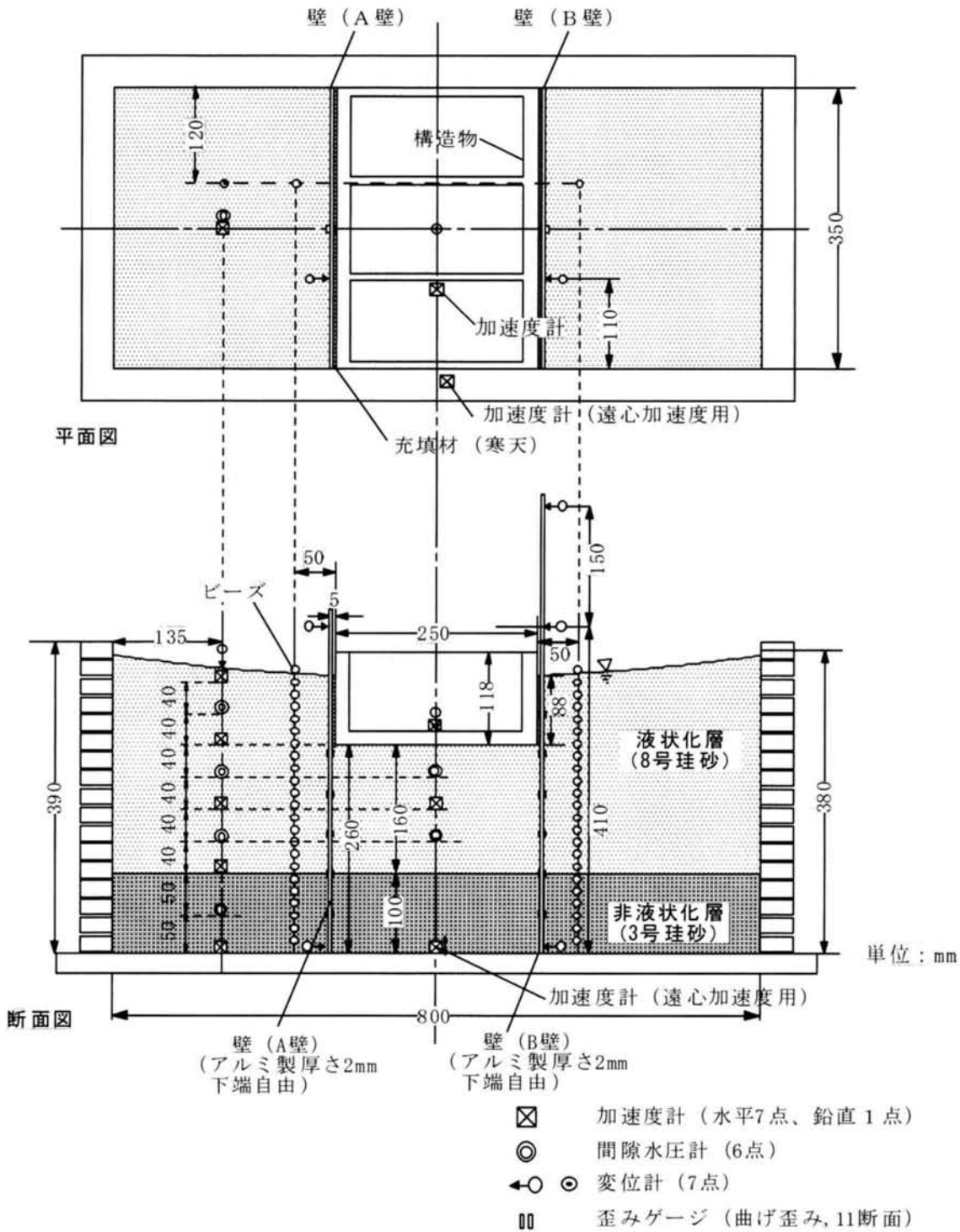


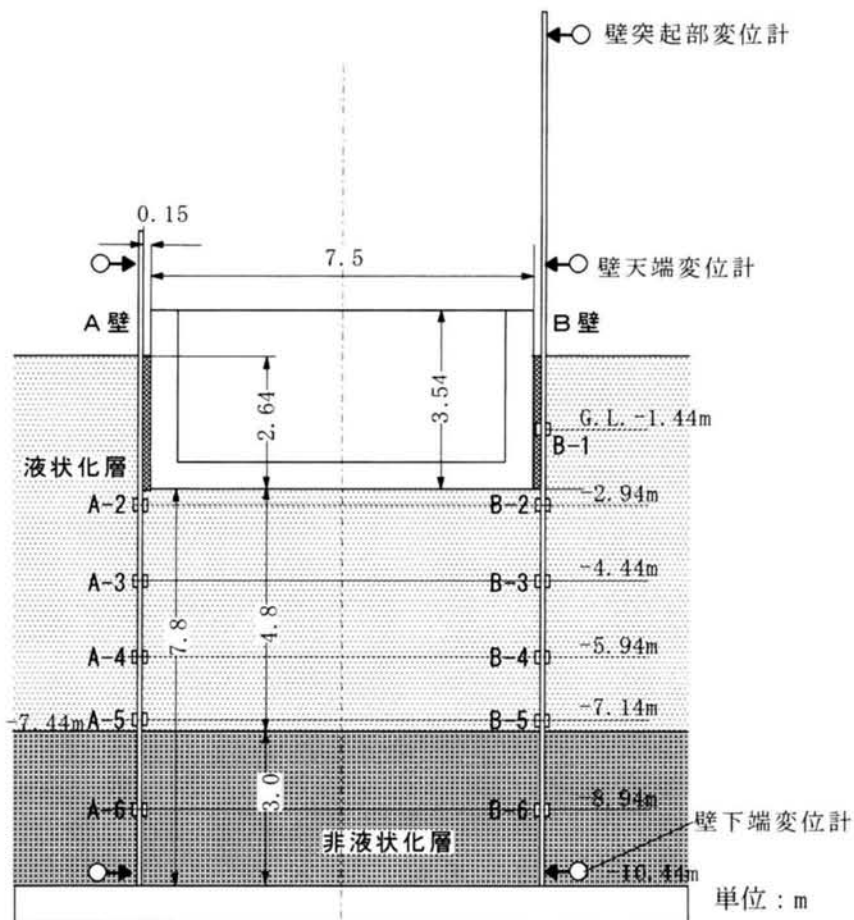
図4.4-1 実験モデル図 (実験-2)

(2) 計測概要

実験における計測項目を表 4.4-1 に示す。

表 4.4-1 計測項目一覧（実験-2）

| 計測項目 | 計測点数 | 備 考 |
|-----------|---|-------------------------------------|
| 水平加速度 | 入力：1 側方地盤内：4 壁内地盤内：1 構造物：1 | |
| 遠心加速度 | 1 | |
| 地盤の間隙水圧 | 側方地盤内：4 壁内地盤内：2 | 側方地盤内のうちの 1 つは非液状化層内に設置 |
| 変位 | 側方地盤鉛直変位：1 構造物鉛直変位：1 壁水平変位：天端 2+1 下端 2 | 壁下端：東京測器製 CDP-25 他：キーエンス製レーザー変位計 |
| 壁曲げ歪み | A壁：5 断面 B壁：6 断面 | 位置は、図 4.4-3 参照 |
| 地盤変位 | 構造物から 50mm, 2ヶ所 | 埋設したビーズの位置を、実験後掘り出して確認 |
| 地盤の S 波速度 | 2 深度 | 液状化層，非液状化層各 1 |



(3) 地盤条件

加振に先立ち、地盤の初期条件を求めるため、微小正弦波加振による固有振動数の計測を行った。結果を図 4.4-4 に示す。微小加振における、入力に対する地表面の応答の固有振動数は、2.7Hz であった。

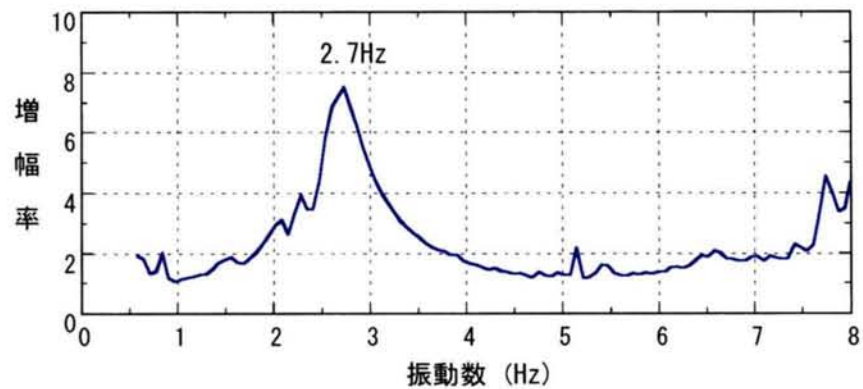


図 4.4-4 微小スイープ加振における地表/入力の伝達関数 (実験-2)

4-4-2 実験結果（実験-2）

実験結果は、すべて実物換算した値で示す。

遠心加速度 30 g 下において、振動実験を行った。入力波は、実物換算で 200gal、振動数 2Hz、定常 25 波の正弦波とした。加速度、過剰間隙水圧比、変位、壁の曲げモーメントの時刻歴を図 4.4-5～4.4-9 に示す。計測は、実物換算で 300 秒間行ったが、時刻歴は、加振中とその直後の状態がわかるように 30 秒間のものを主に示した。また、変位や壁の曲げモーメントについては、過剰間隙水圧が消散した時点の値を併せて示した。変位は、壁の内側に向かう方を正、曲げモーメントは、壁の内側が引張りとなる向きを正とした。

非液状化層は、過剰間隙水圧が最大で 0.7 程度であること、また、非液状化層直上の加速度 (AG1) が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。液状化層は、いずれも過剰間隙水圧比が 1 に達し、液状化に至っている。加振後半において、AG1 の応答が増加するのは、過剰間隙水圧の上昇と、地盤のせん断ひずみの増加により、地盤の剛性が低下し、非液状化層の固有振動数が加振振動数に近づいたことによるものと考えられる。

液状化層は、過剰間隙水圧がいずれも 1 に達しており、完全に液状化に至っているものと判断される。このため、液状化層内に設置した加速度計の応答は、入力に比して小さな値にとどまっている。壁に囲まれた地盤（壁内地盤）と側方地盤の過剰間隙水圧比の上昇傾向を比較すると、壁内地盤のほうが過剰間隙水圧比の上昇が早く、加振の早い段階で液状化に至っている。これは、以下の 2 つの理由が考えられる。

- 1) 構造物の比重が、地盤より小さいことから、同一深度において、壁内地盤のほうが有効上載圧が小さい。このため、壁内地盤のほうが、早く液状化に至った。
- 2) 壁の振動の影響が、壁内地盤のほうが大きいため、早く液状化に至った。

壁内地盤の pp5 (G.L. -6.24m) と側方地盤の pp3 (G.L. -3.84m) を比較すると、より深い位置にある壁内地盤の pp5 のほうが早く液状化に至っている。このことから、2) の壁の振動の影響が主な原因となって、壁内地盤が早く液状化したのではないかと考えられる。

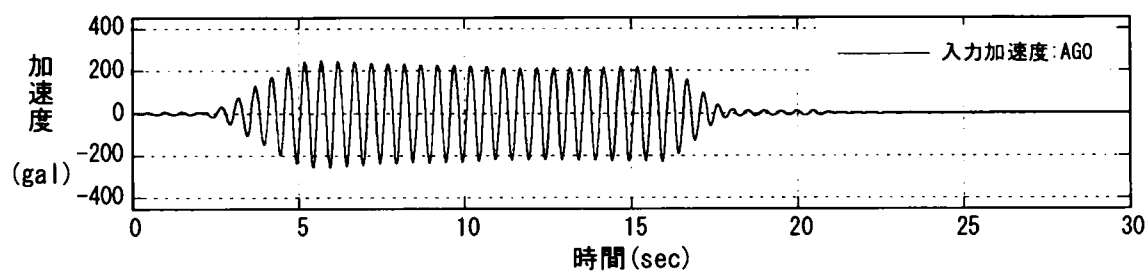
構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、最大で約 127mm (模型寸で約 4.2mm) 浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により、若干沈下し、最終的には 106.8mm の浮き上がりとなった。一方、側方地盤の地表面は、加振直後より沈下を生じ、加振終了時には 50mm 程度、過剰間隙水圧消散時には、157.5mm の沈下を生じた。

壁の変形および曲げモーメント分布図を図 4.4-10、4.4-11 に示す。変位は、壁の内側に向かう方を正、曲げモーメントは、壁の内側が引張りとなる向きを正とした。曲げモーメントは、単位奥行き当たりの値で示した。図中、加振終了時とは時刻歴で 20 秒時点の値である。加振終了時は、B 壁天端の変位が、A 壁に比して若干小さいが、300 秒経過時には、ほぼ同じになっている。

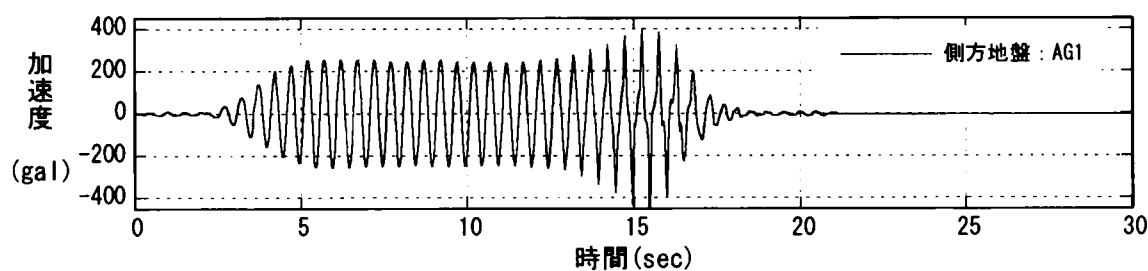
壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると、加振終了時 138.1mm、300 秒経過時 127.6mm、過剰間隙水圧消散時 119.8mm と、計測値とほぼ一致する値となった。

実験後、予め地盤に設置しておいたビーズの位置で、地盤の断面を出し、その変位量を測定した。結果を図 4.4-12 に示す。右側のビーズは、掘り出し時に非液状化層が崩れたため、この部分の変位は測定できなかった。ビーズは、非液状化層との境界付近で、最も壁側に変位していた。遠心力の除荷による土圧の減少、さらにビーズ位置の地盤断面をだすために地盤の 1/3 を除去しているため、壁は、応力が解放される方向に変形し、壁近傍に位置するビーズもその影響を受ける。このため、遠心力が載荷されている実験終了時の状態とは、変形分布が多少異なっているものと考えられる。

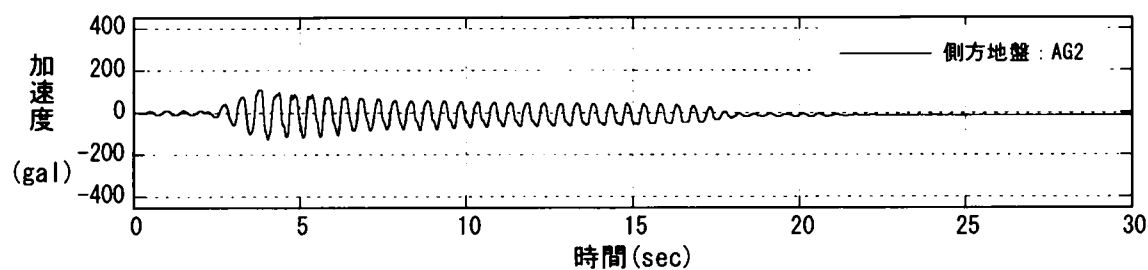
実験の準備段階、および実験前後の主な写真を、写真 4.4-1～4.4-26 に示す。



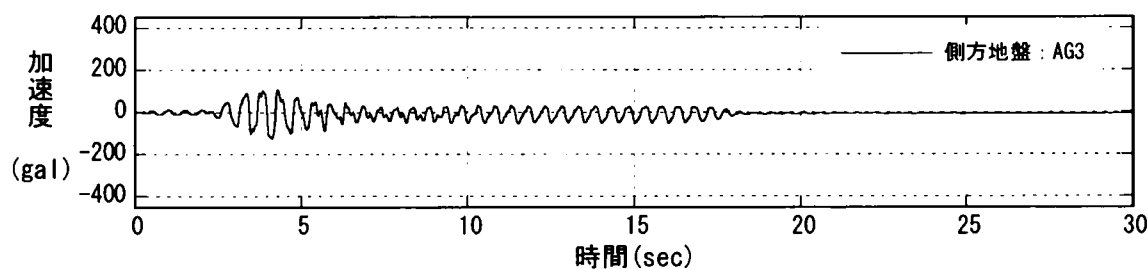
入力加速度 AG0 (GL-10.44m)



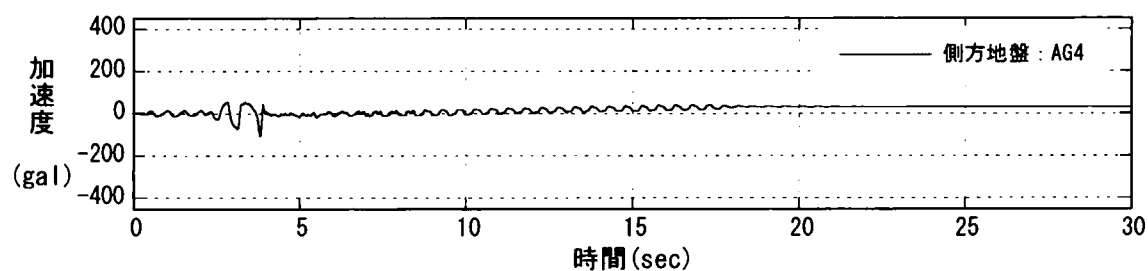
側方地盤加速度 AG1 (非液化化層上 GL-7.44m)



側方地盤加速度 AG2 (GL-5.04m)



側方地盤加速度 AG3 (GL-2.64m)



側方地盤加速度 AG4 (GL-0.24m)

図 4.4-5 (1) 側方地盤の水平加速度時刻歴 (実験-2)

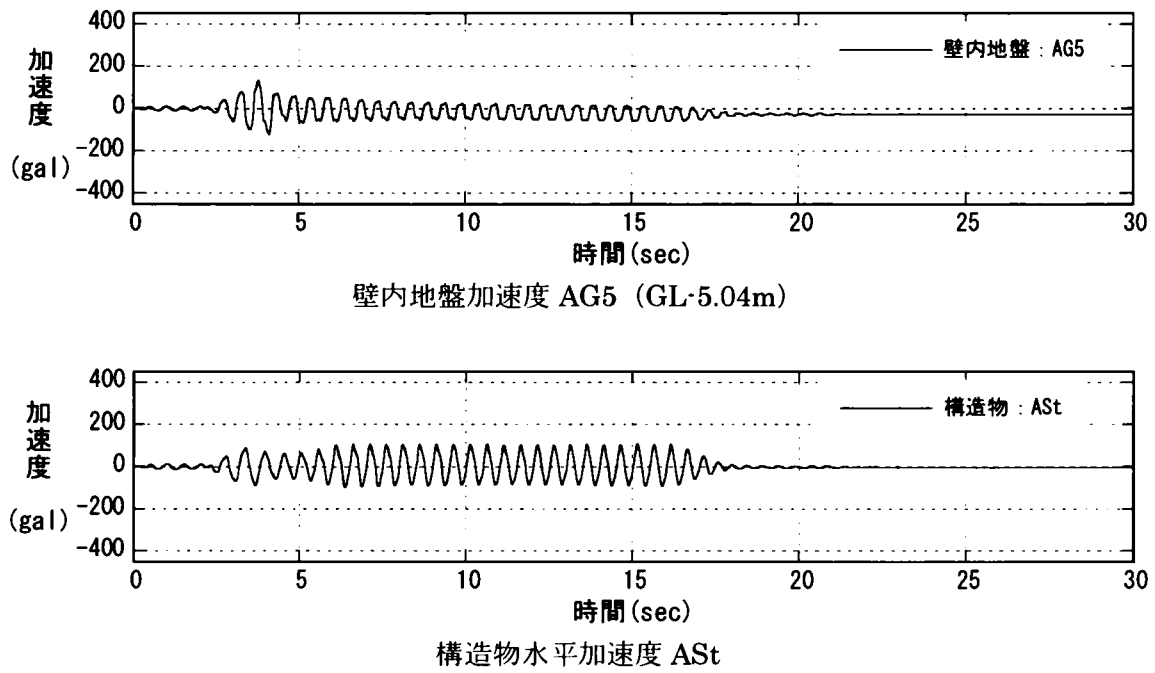


図 4. 4-5 (2) 壁内地盤および構造物水平加速度時刻歴 (実験-2)

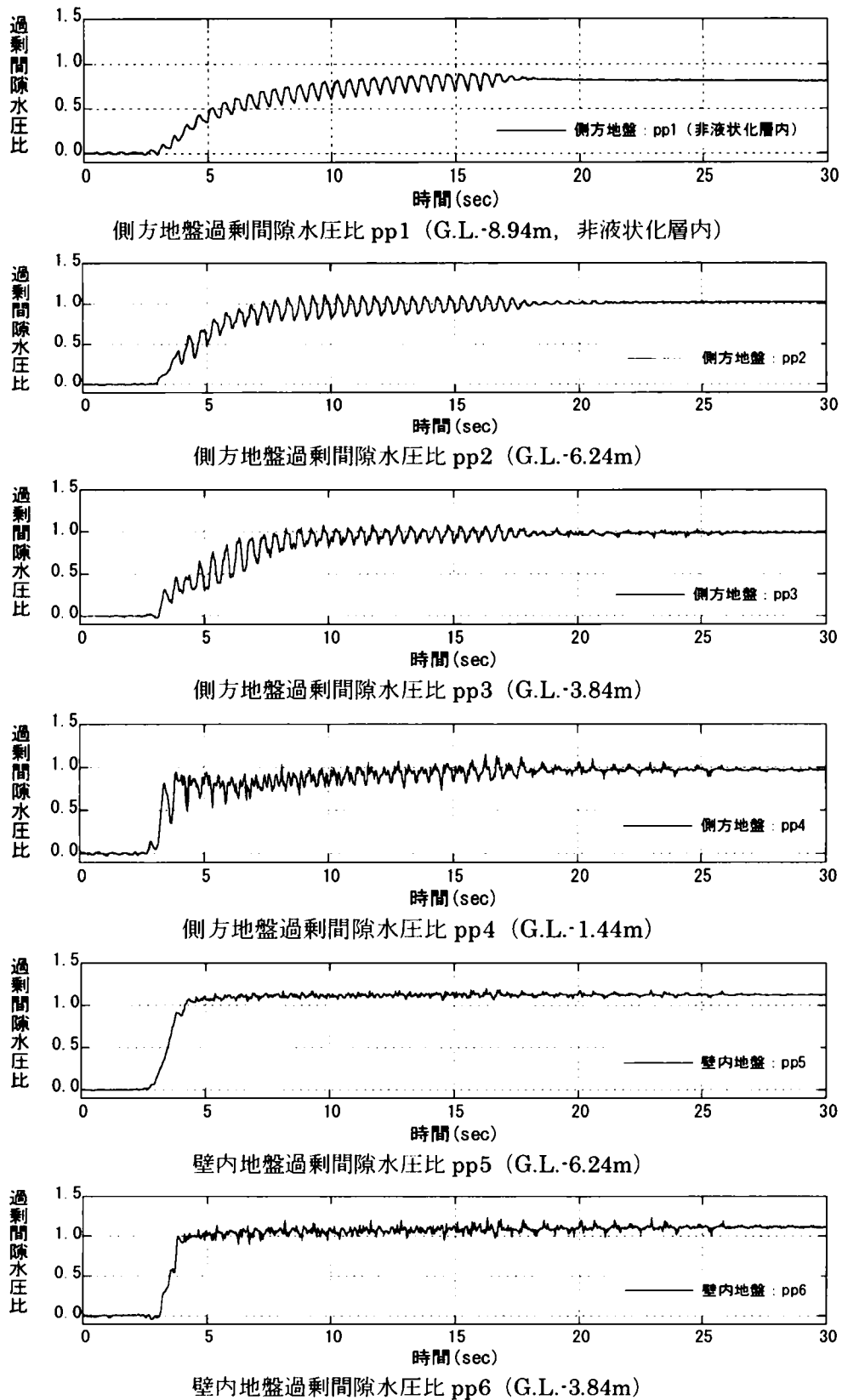
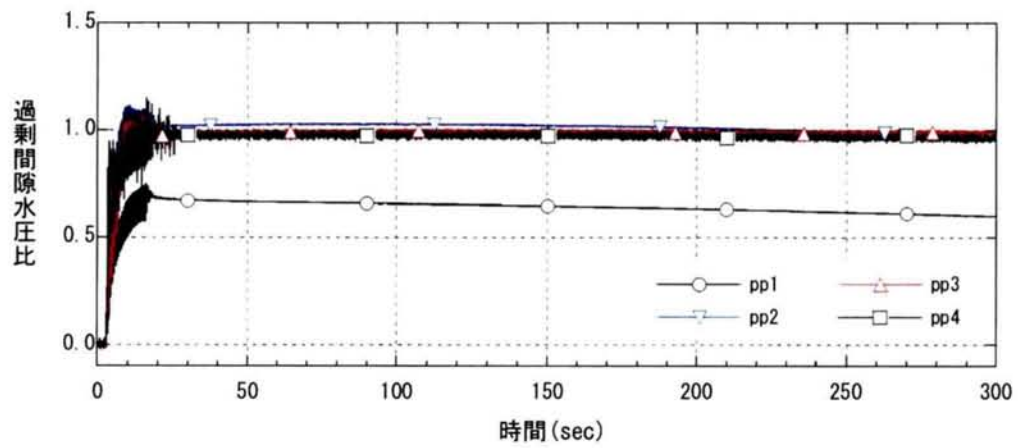
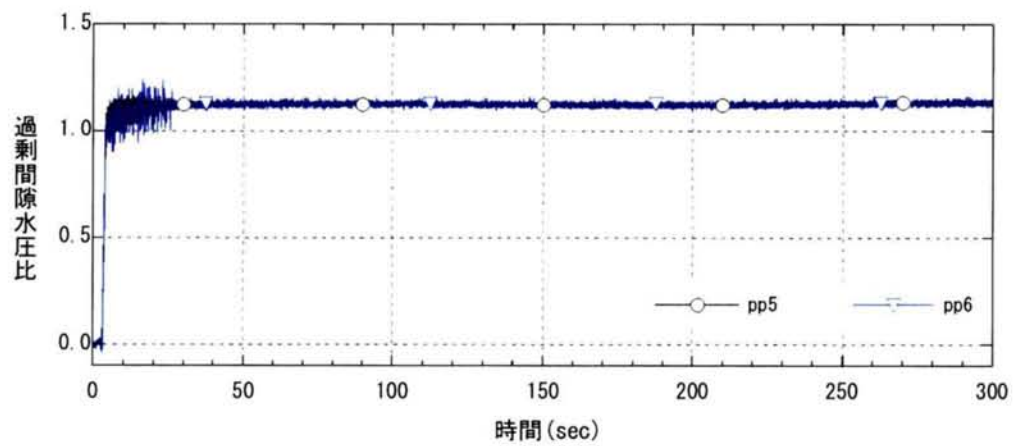


図 4.4-6(1) 過剰間隙水圧比の時刻歴 (30 秒間) (実験-2)



側方地盤の過剰間隙水圧比の変化（300 秒間） pp1～pp4



壁内地盤の過剰間隙水圧比の変化（300 秒間） pp5～pp6

図 4.4-6(2) 過剰間隙水圧比の時刻歴（300 秒間）（実験-2）

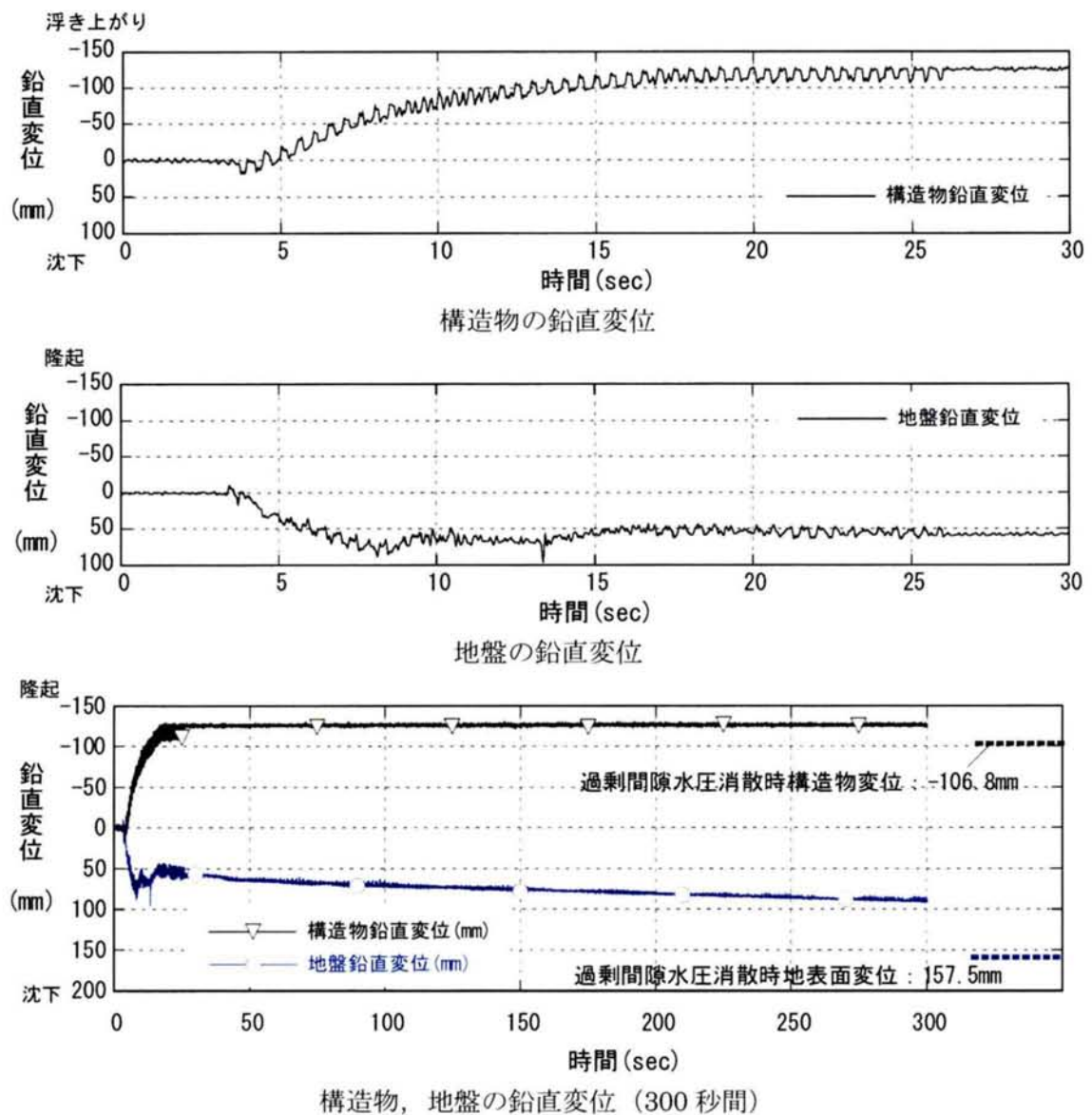


図 4.4-7 構造物, 地盤の鉛直変位の時刻歴 (実験-2)

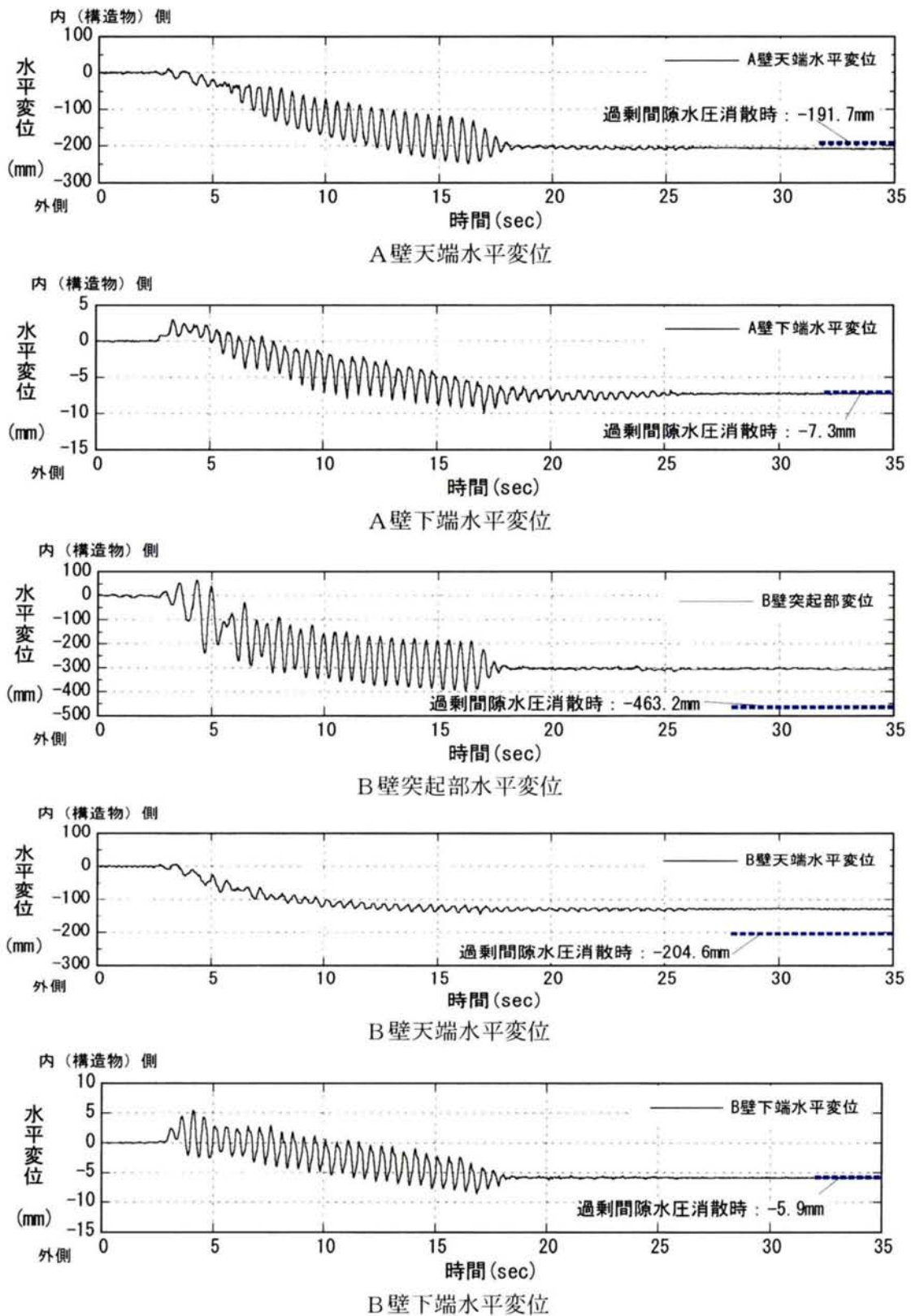
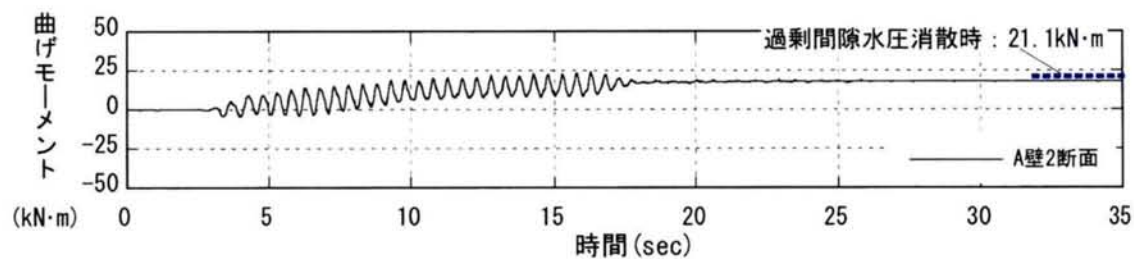
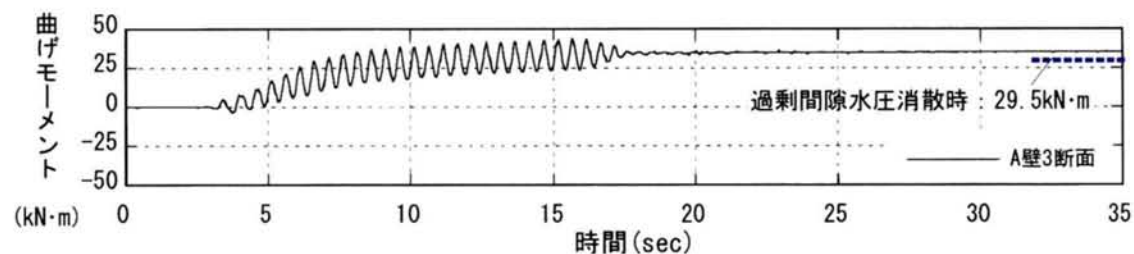


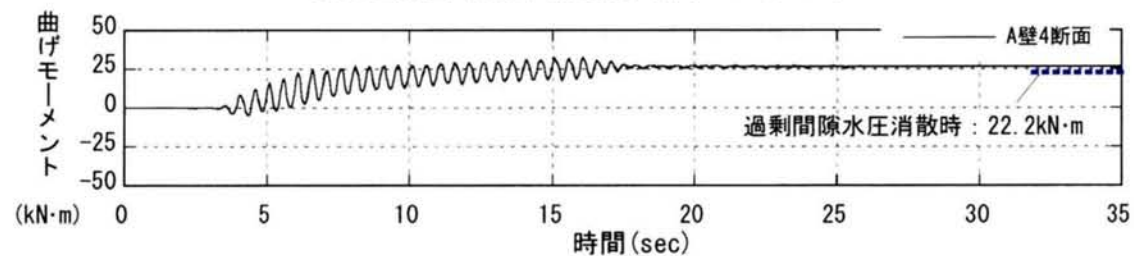
図 4.4-8 対策工(壁)の水平変位の時刻歴(実験-2)



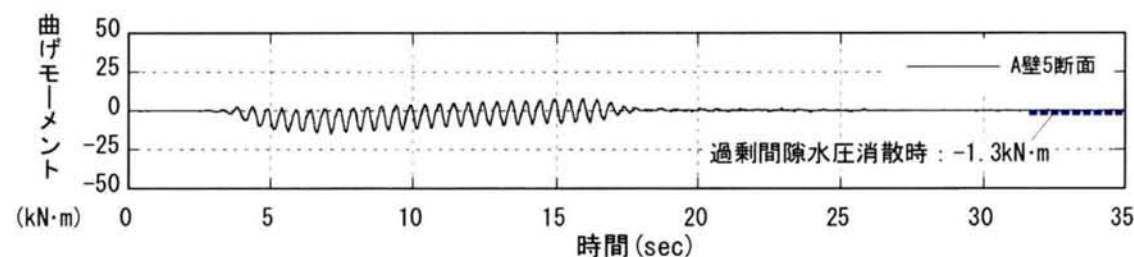
A壁2断面 (G.L.-2.94m) 曲げモーメント



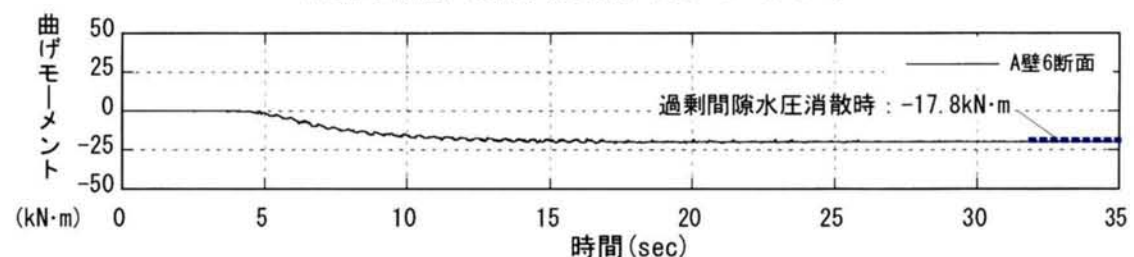
A壁3断面 (G.L.-4.44m) 曲げモーメント



A壁4断面 (G.L.-5.94m) 曲げモーメント

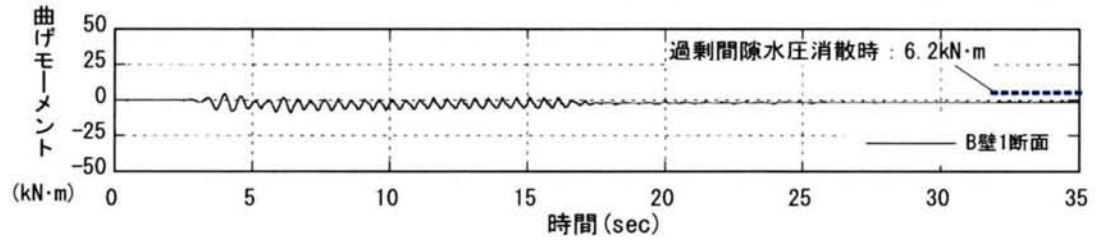


A壁5断面 (G.L.-7.14m) 曲げモーメント

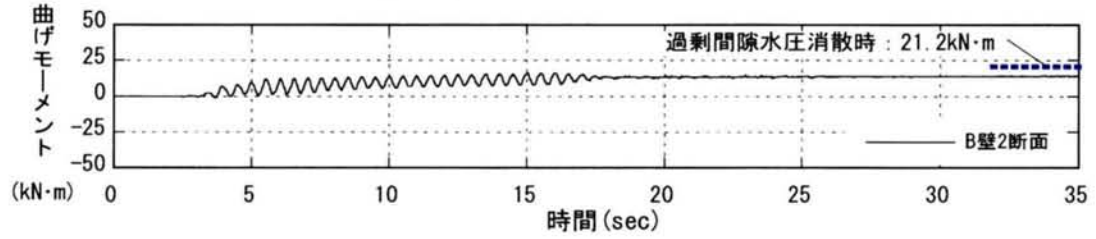


A壁6断面 (G.L.-8.94m) 曲げモーメント

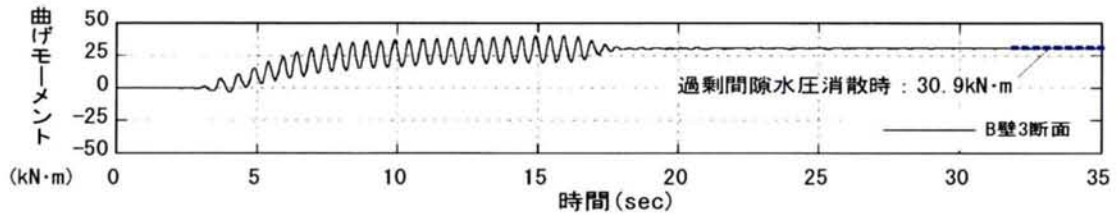
図 4.4-9(1) 対策工 (A壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-2)



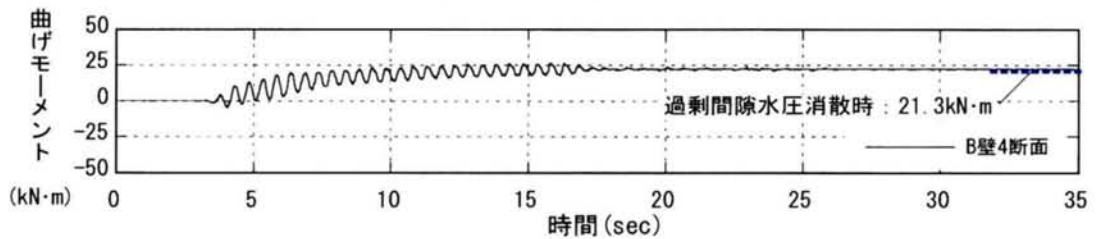
B壁1断面 (G.L.-1.44m) 曲げモーメント



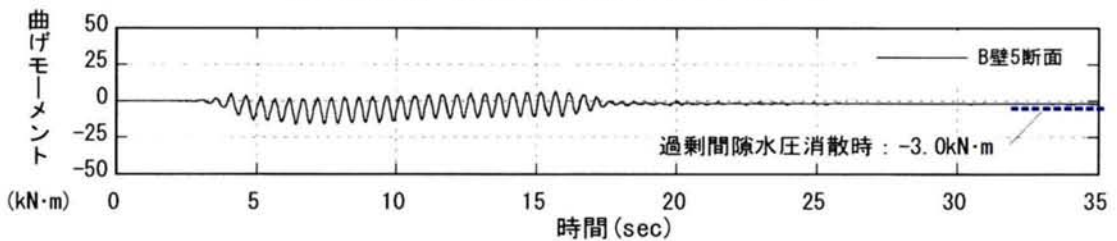
B壁2断面 (G.L.-2.94m) 曲げモーメント



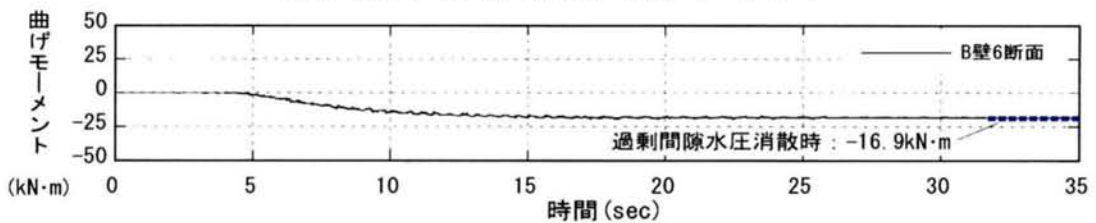
B壁3断面 (G.L.-3.94m) 曲げモーメント



B壁4断面 (G.L.-5.94m) 曲げモーメント



B壁5断面 (G.L.-7.14m) 曲げモーメント



B壁6断面 (G.L.-8.94m) 曲げモーメント

図 4.4-9(2) 対策工 (B壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-2)

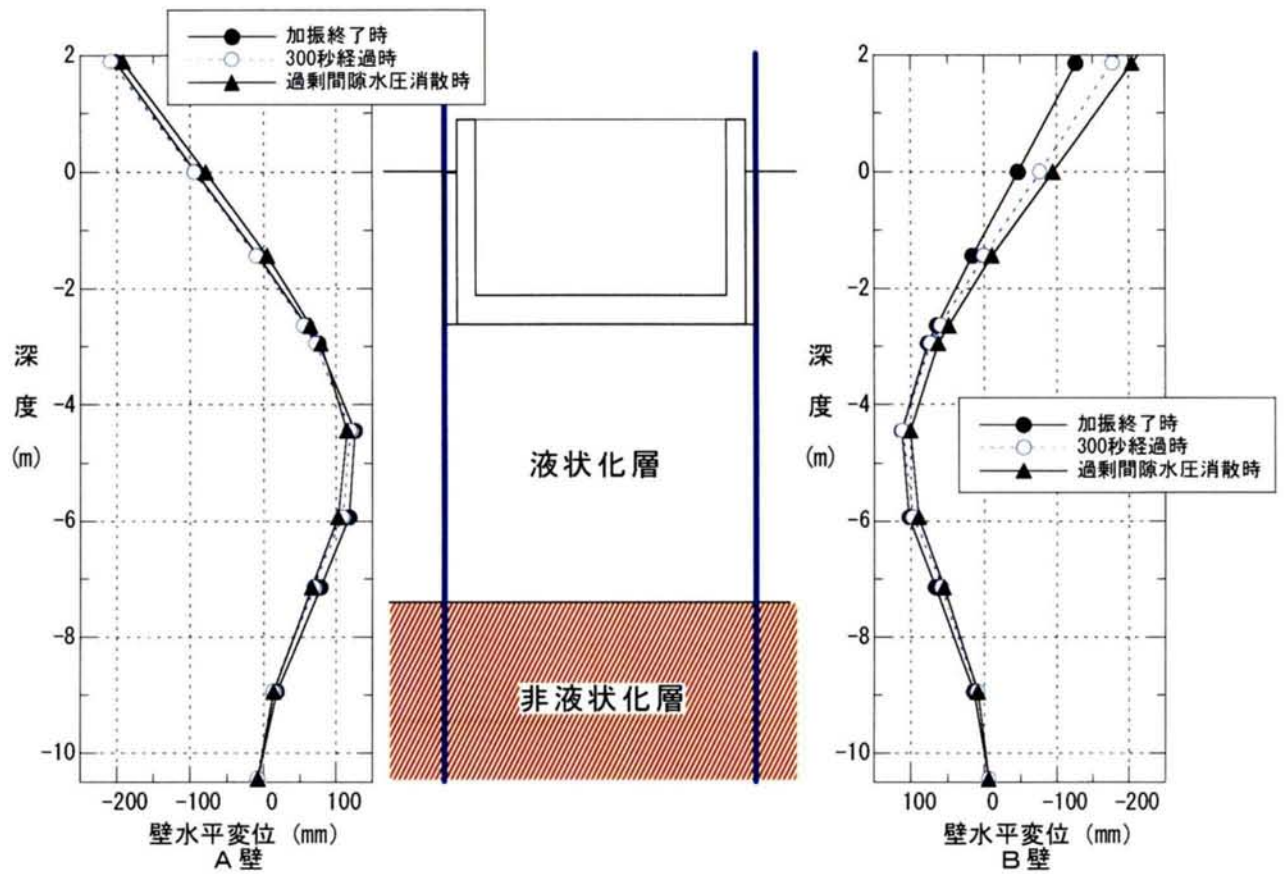


図 4.4-10 対策工（壁）の変形（実験-2）

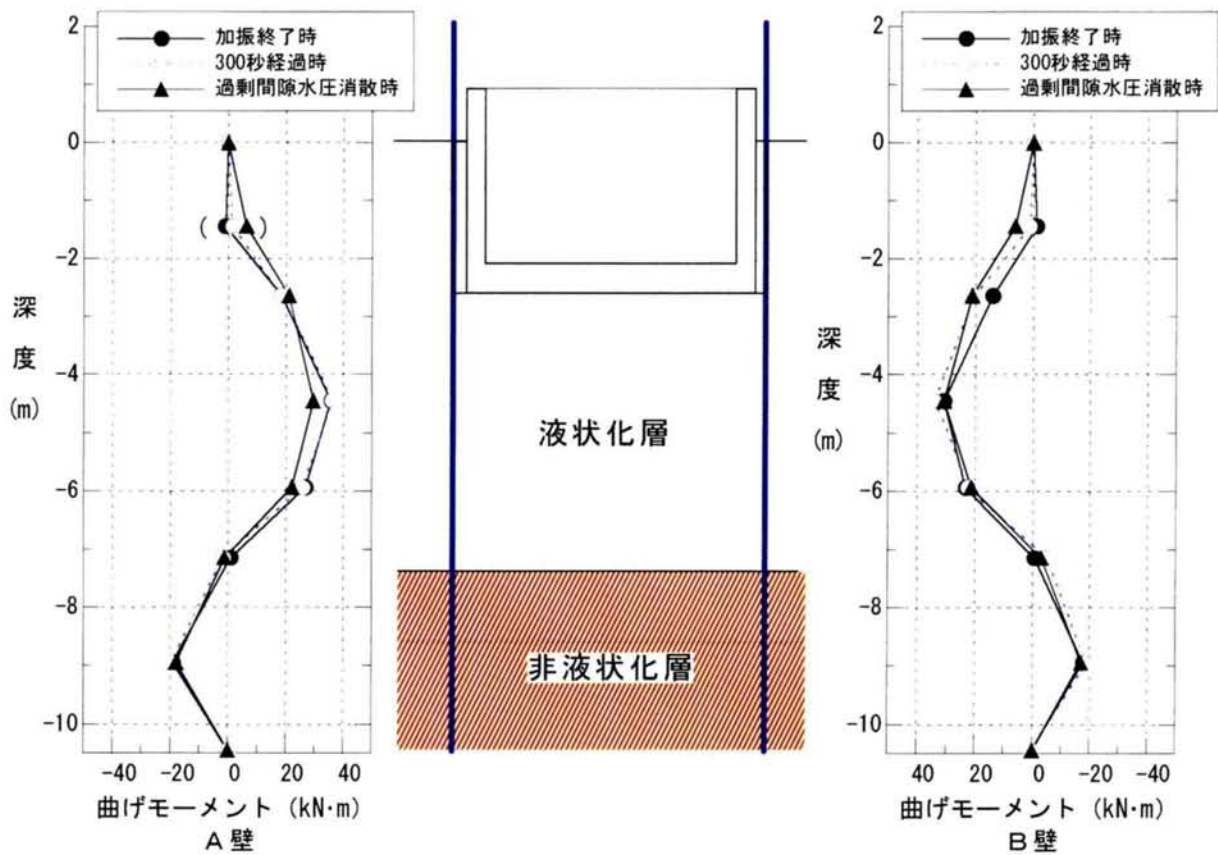


図 4.4-11 対策工（壁）の曲げモーメント分布（実験-2）

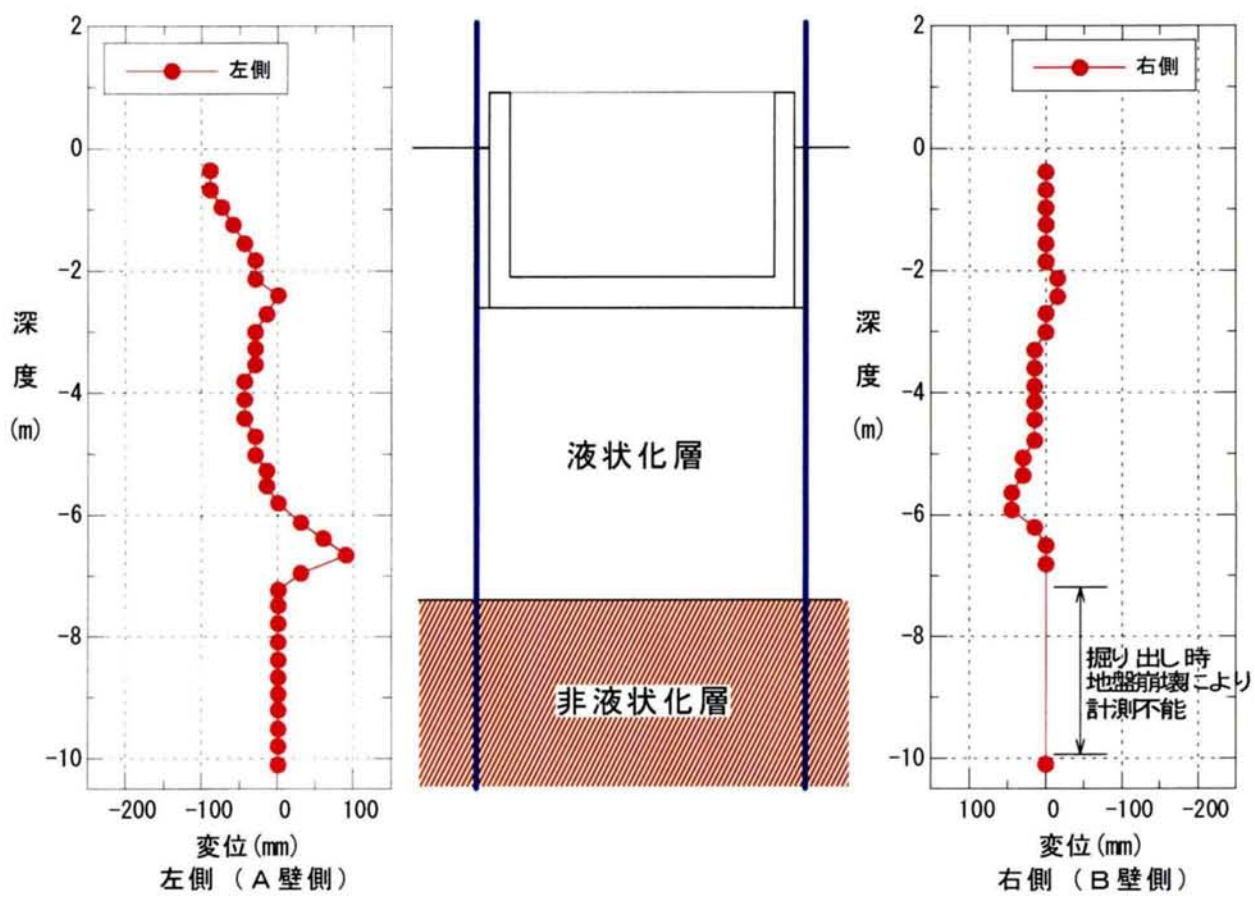


図 4.4-12 ビーズの変位（実験-2）

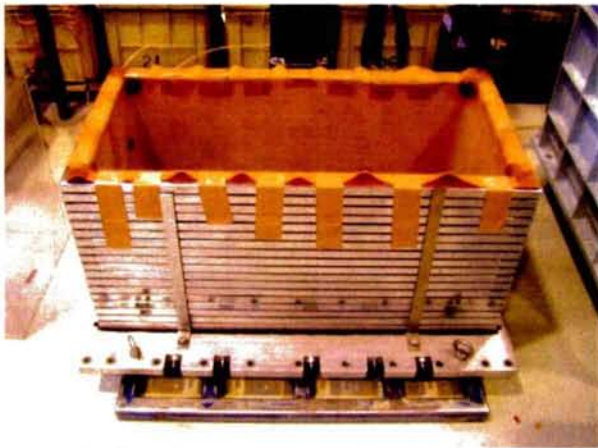


写真 4. 4-1 せん断土槽（実験-2）
内寸 800mm×350mm×400mm



写真 4. 4-2 構造物模型
アルミ製 250mm×338mm×118mm, 8.6kg

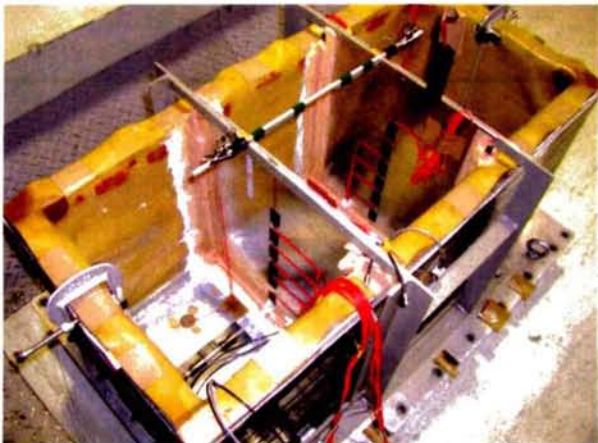


写真 4. 4-3 対策工（壁）の仮固定
壁：アルミ製 厚さ 2mm
赤い玉は地盤変位測定用ビーズ



写真 4. 4-4 壁と土槽との止水
壁と土槽の間は、薄いゴムシートを弛みを持たせて防水剤で接着。可動性と止水性を確保。



写真 4. 4-5 壁下端変位測定用管
壁下端にワイヤを固定。フレキシブルな管内を通して土槽外へ導いた。



写真 4. 4-6 ベンダーエレメントの設置
地盤のせん断波速度測定のため、非液状化層と液状化層に各 1 組設置。



写真 4.4-7 非液状化層の作成
3号硅砂使用. 層厚 10cm.
振動締め固めにより密な地盤を作成.



写真 4.4-8 液状化層の作成
8号硅砂使用. 空中落下法により相対密度 60%
の地盤を作成.



写真 4.4-9 間隙水圧計の設置

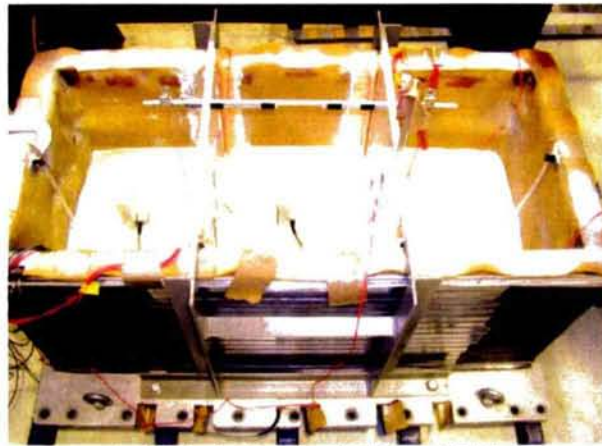


写真 4.4-10 加速度計の設置

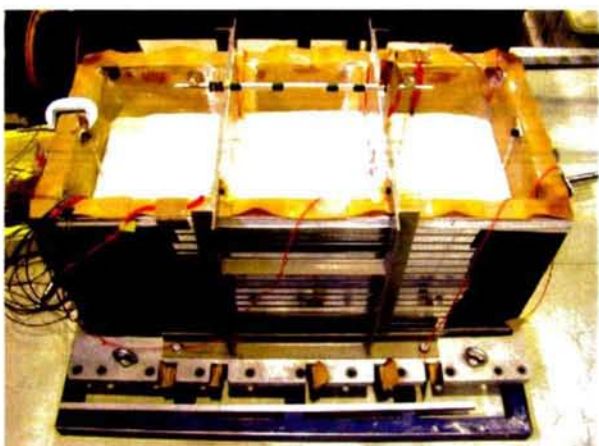


写真 4.4-11 構造物底面深度までの地盤完成

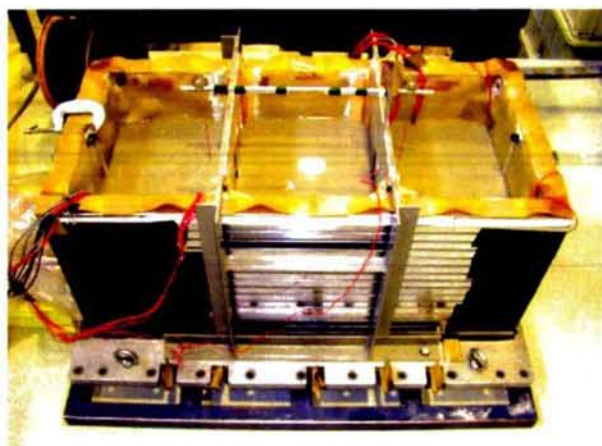


写真 4.4-12 地盤の飽和完了
水の 30 倍の粘性を持つシリコンオイルを用い,
真空下で飽和させた.



写真 4. 4-13 構造物設置完了

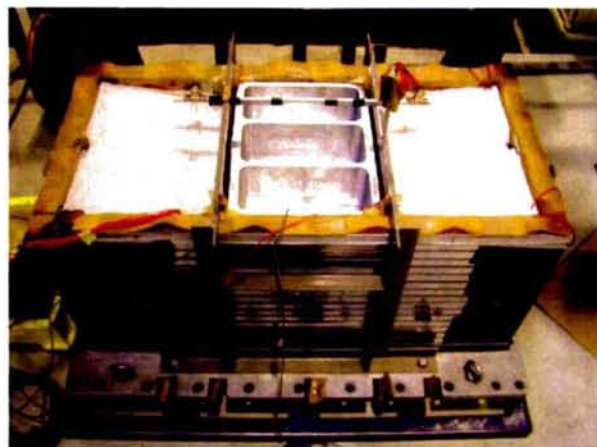


写真 4. 4-14 地表面まで地盤完成
装置の回転中心から地表面が等距離になるよう
土槽端部の地盤を少し高くしてある。



写真 4. 4-15 模型地盤完成
遠心装置に載せたところ。

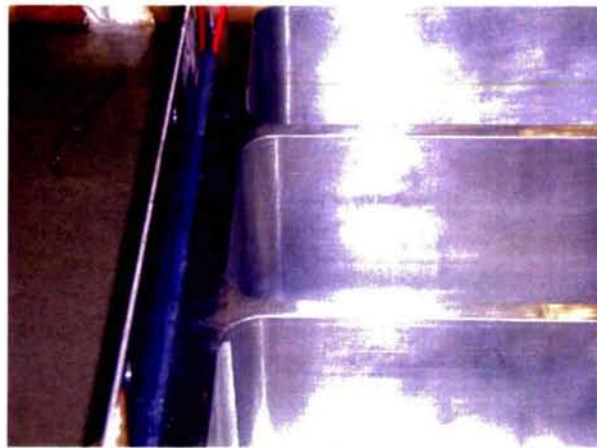


写真 4. 4-16 構造物と壁との間詰め材
剛性が小さく、止水性のあるものとして寒天を
使用。



写真 4. 4-17 実験前の状況 (実験-2)



写真 4. 4-18 レーザー変位計
構造物、地盤、壁上端の変位は、非接触のレー
ザー変位計で計測。

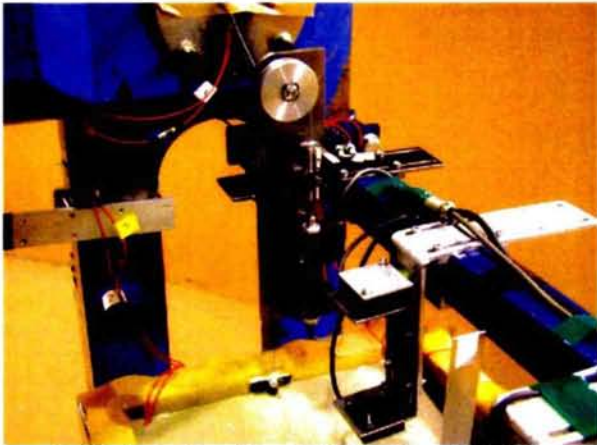


写真 4. 4-19 壁下端変位測定用変位計
構造物下端に固定したワイヤの動きを歪みゲージ式変位計で測定。



写真 4. 4-20 実験前の構造物と壁の位置
壁の奥の縦の目盛りは、構造物に取り付けてある。



写真 4. 4-21 実験前の壁と地盤との位置

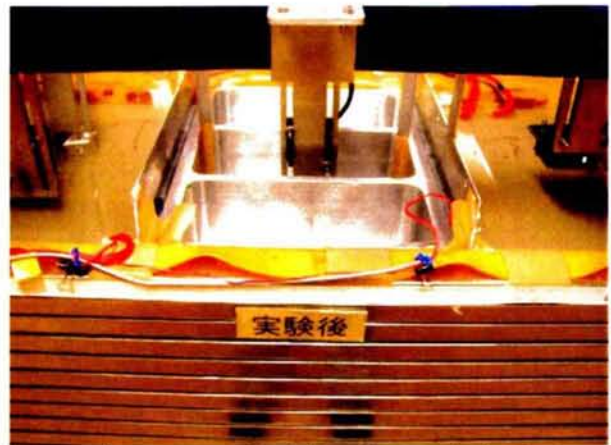


写真 4. 4-22 実験後の状況（実験-2）
壁が少し外に開き、間詰め材との間に隙間ができています。

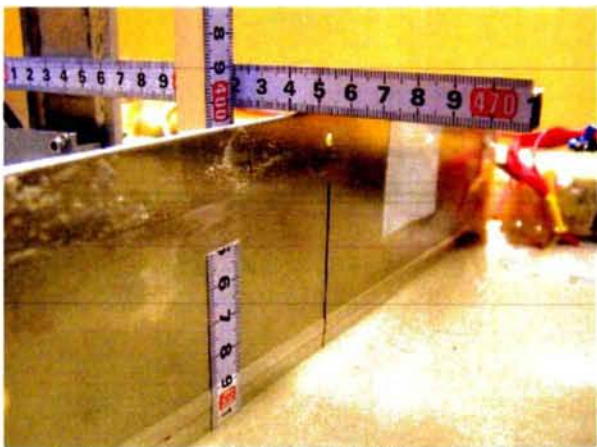


写真 4. 4-23 実験後の構造物と壁の位置
写真4.4-20と比べ2mm程度浮き上がっている。
(遠心力を除荷しているため実験値とは一致しない)



写真 4. 4-24 実験後の壁と地盤の位置
写真4.4-21と比べ、8mm程度沈下している。



写真 4. 4-25 左側ビーズの変位状況
溝は鉛直の線.



写真 4. 4-26 右側ビーズの変位状況
溝は鉛直の線. 非液状化層が自立せず, この部分
は測定不能.

4-5 実験-3 (遮水壁：厚さ2mm, 非液状化層への根入れ5cm)

4-5-1 実験概要 (実験-3)

実験-3では、厚さ2mmのアルミ板の対策工が層厚5cm(実物換算1.5m)の非液状化層に根入れしている場合の構造物の挙動を確認する。遠心加速度は、 $30g$ とした。

(1) 実験模型

実験モデル図を図4.5-1に、これを相似則により実物換算したものを図4.5-2に示す。非液状化層は50mm(実物換算1.5m)、その上に液状化層が298mm(実物換算8.94m)存在するものとした。

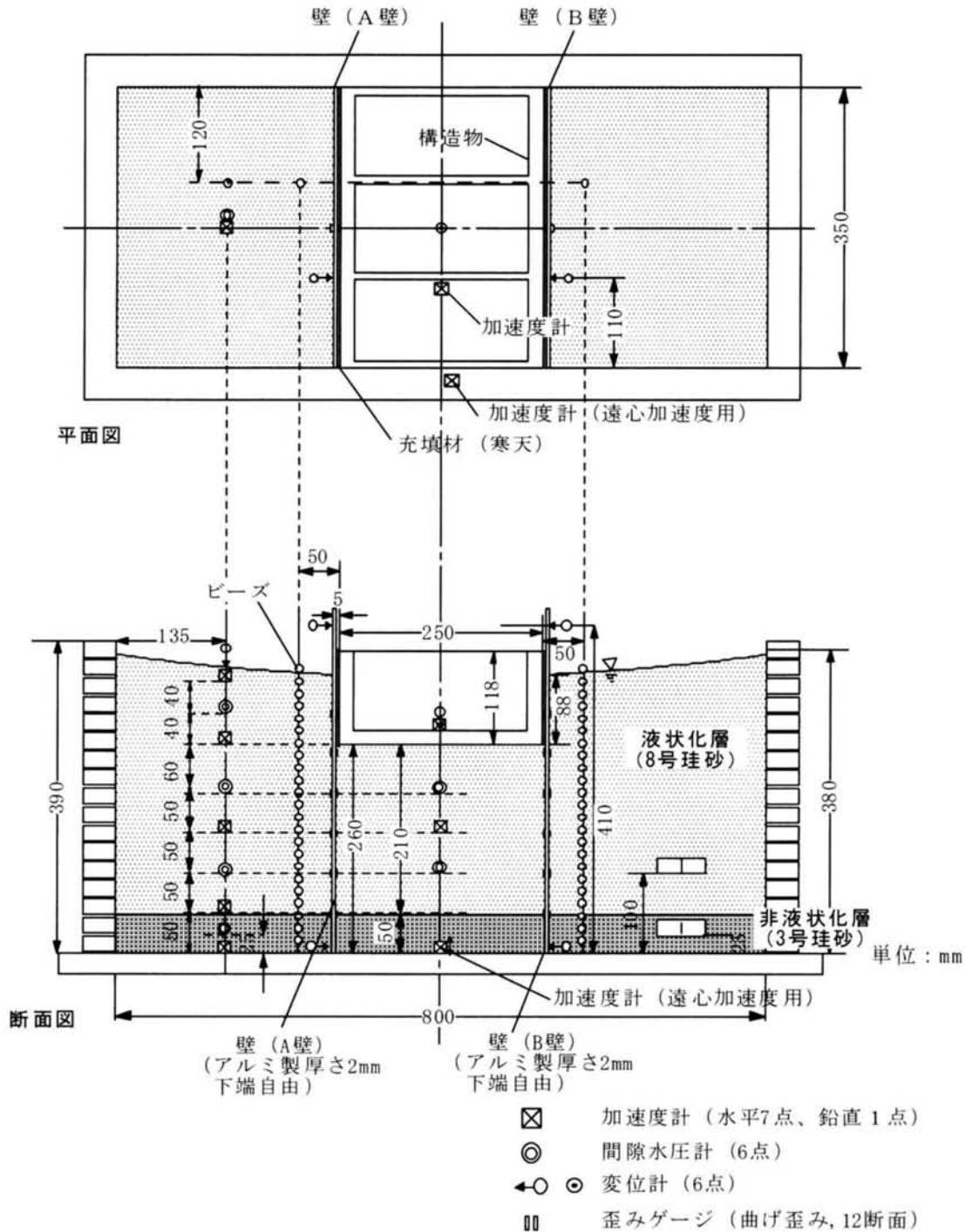


図4.5-1 実験モデル図(実験-3)

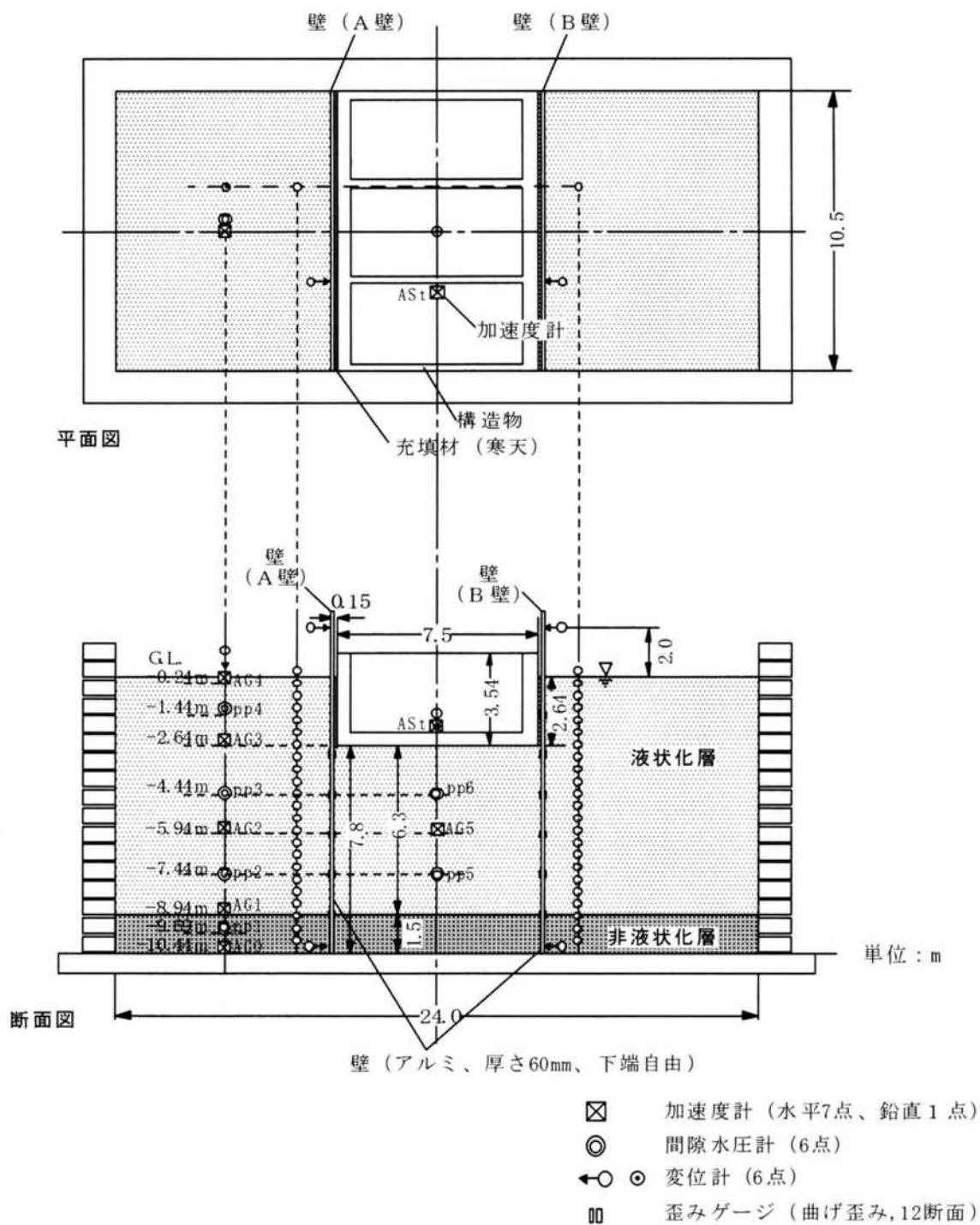


図 4.5-2 実験モデル図 (実験-3: 寸法は、実物に換算したもの)

(2) 計測概要

実験における計測項目を表 4.5-1 に示す。

表 4.5-1 計測項目一覧 (実験-3)

| 計測項目 | 計測点数 | 備 考 |
|-----------|---|-------------------------------------|
| 水平加速度 | 入力：1 側方地盤内：4 壁内地盤内：1 構造物：1 | |
| 遠心加速度 | 1 | |
| 地盤の間隙水圧 | 側方地盤内：4 壁内地盤内：2 | 側方地盤内のうちの 1 つは非液状化層内に設置 |
| 変位 | 側方地盤鉛直変位：1 構造物鉛直変位：1 壁水平変位：天端 2+1 下端 2 | 壁下端：東京測器製 CDP-25 他：キーエンス製レーザー変位計 |
| 壁曲げ歪み | A壁：6 断面 B壁：6 断面 | 位置は、図 4.5-3 参照 |
| 地盤変位 | 構造物から 50mm, 2ヶ所 | 埋設したビーズの位置を、実験後掘り出して確認 |
| 地盤の S 波速度 | 2 深度 | 液状化層、非液状化層各 1 |

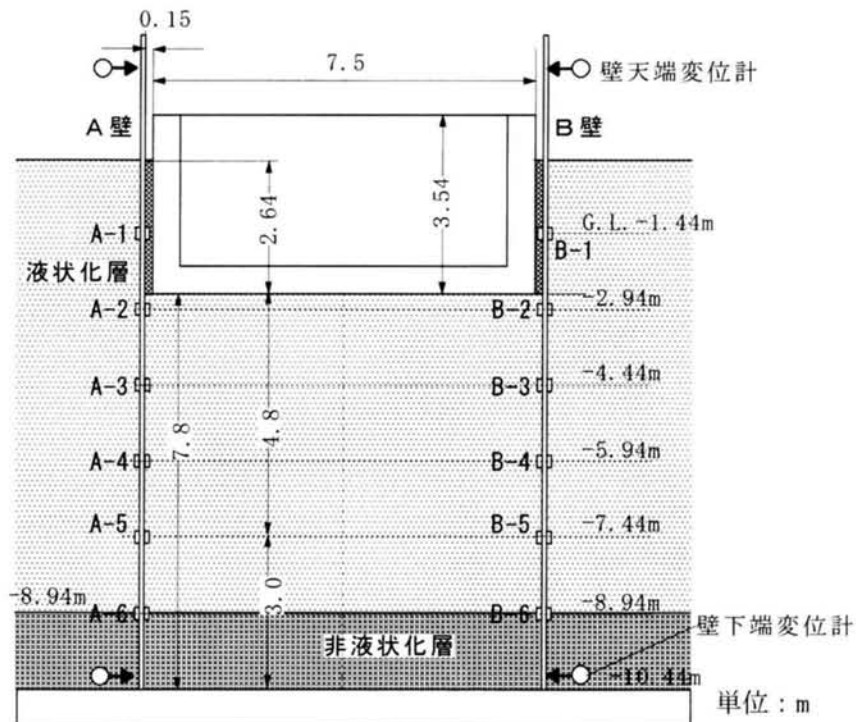


図 4.5-3 歪みゲージの位置 (実験-3: 寸法は実物換算)

(3) 地盤条件

加振に先立ち、地盤の初期条件を求めるため、微小正弦波加振による固有振動数の計測を行った。結果を図 4.5-4 に示す。微小加振における、入力に対する地表面の応答の固有振動数は、2.7Hz であった。

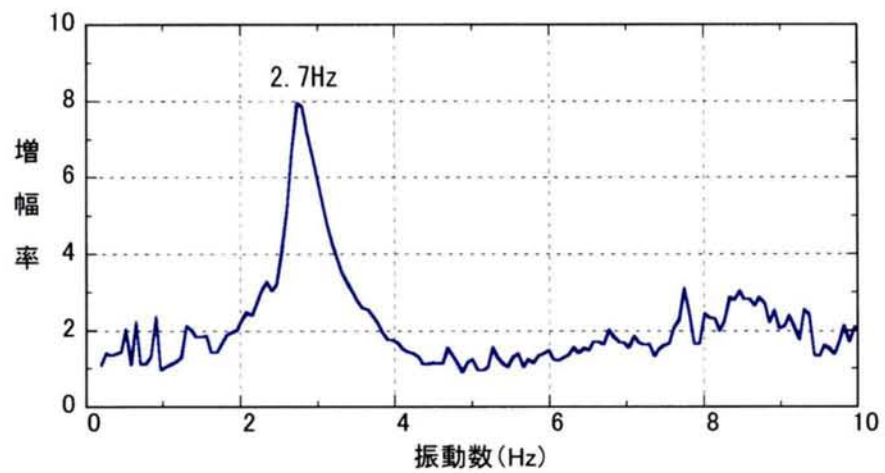


図 4.5-4 微小スイープ加振における地表/入力の伝達関数（実験-3）

4-5-2 実験結果（実験-3）

遠心加速度 $30g$ 下において、振動実験を行った。入力波は、実物換算で 200gal、振動数 2Hz、定常 25 波の正弦波とした。加速度、過剰間隙水圧比、変位、壁の曲げモーメントの時刻歴を図 4.5-5～4.5-9 に示す。計測は、実物換算で 300 秒間行ったが、時刻歴は、加振中とその直後の状態がわかるように 30 秒間のものを主に示した。また、変位や壁の曲げモーメントについては、過剰間隙水圧が消散した時点の値を併せて示した。変位は、壁の内側に向かう方を正、曲げモーメントは、壁の内側が引張りとなる向きを正とした。

非液状化層の過剰間隙水圧は、加振終了時に 0.93 とかなり大きな値であるが、非液状化層直上の加速度 (AG1) が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、少なくとも側方地盤においては、完全な液状化には至らなかったと判断できる。液状化層は、過剰間隙水圧がいずれも 1 に達しており、完全に液状化に至っているものと判断される。このため、液状化層内に設置した加速度計の応答は、入力に比して小さな値にとどまっている。壁に囲まれた地盤（壁内地盤）と側方地盤の過剰間隙水圧比の上昇傾向を比較すると、壁内地盤のほうが若干過剰間隙水圧比の上昇が早い。一方、対策工のない実験-1 の pp-3 で見られたような過剰間隙水圧比の上昇が著しく遅れる点は見受けられない。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、最大で約 230mm（模型寸法で約 7.7mm）浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により、若干沈下し、最終的には 199mm の浮き上がりとなった。一方、側方地盤の地表面は、加振直後より沈下を生じ、加振終了時には約 180mm、過剰間隙水圧消散時には、約 312mm の沈下を生じた。

壁の変形および曲げモーメント分布図を図 4.5-10、4.5-11 に示す。変位は、壁の内側に向かうほうを正、曲げモーメントは、壁の内側が引張りとなる向きを正とした。曲げモーメントは、単位奥行き当たりの値で示した。過剰間隙水圧の消散により壁天端の変位が若干増加する以外は、分布形上に大きな変化は見られない。

実験後、予め地盤に設置しておいたビーズの位置で、地盤の断面を出し、その変位量を測定した。結果を図 4.5-12 に示す。遠心力の除荷による土圧の減少、さらにビーズ位置の地盤断面をだすために地盤の 1/3 を除去しているため、壁は、応力が解放される方向に変形し、壁近傍に位置するビーズもその影響を受ける。このため、遠心力が載荷されている実験終了時の状態とは、変形分布が多少異なっているものと考えられる。B 壁のビーズは、壁変形よりも大きい変位を示している点もある。

壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると、約 140mm となり、計測値よりも小さな値となった。ビーズの変位分布の件と合わせ、結果については、以降の章で検討を行う。

実験前後の主な写真を、写真 4.5-1～4.5-5 に示す。

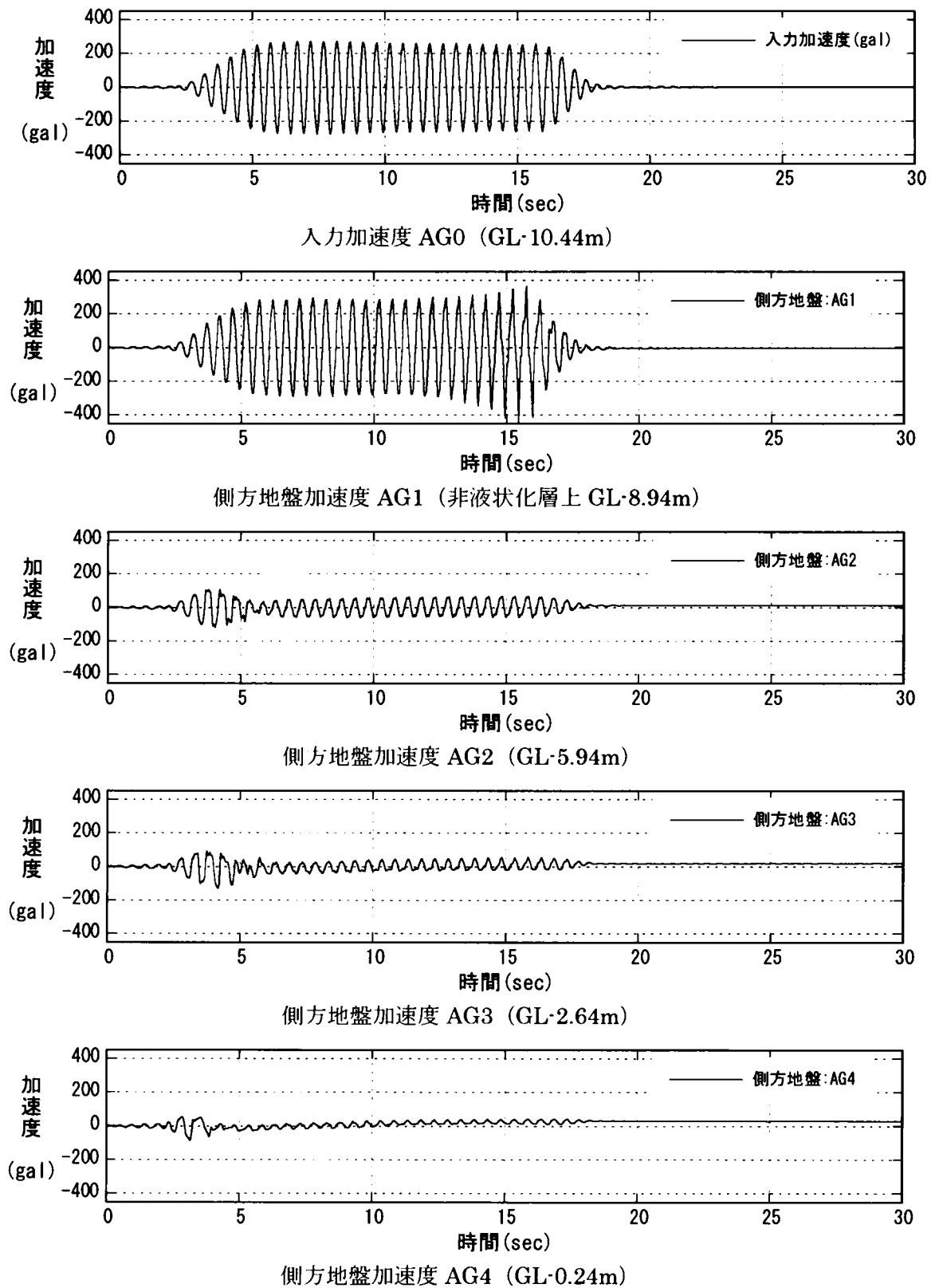


図 4. 5-5 (1) 側方地盤の水平加速度時刻歴 (実験-3)

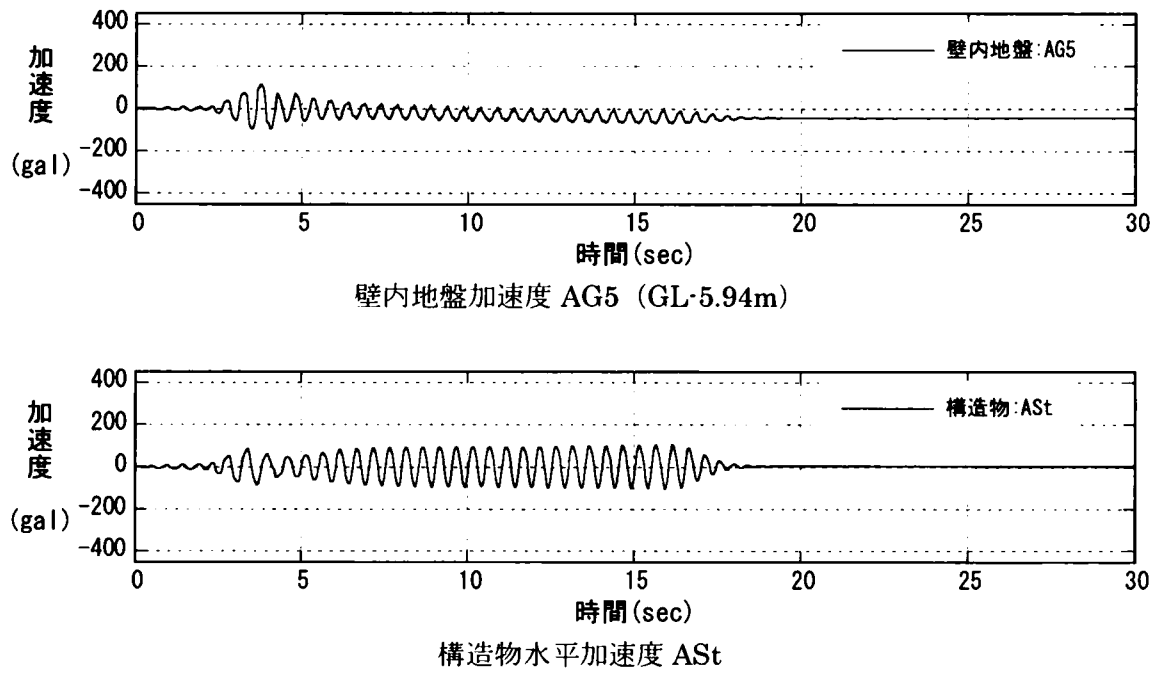
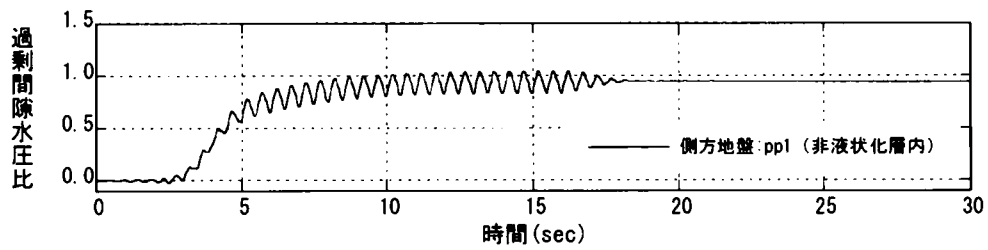
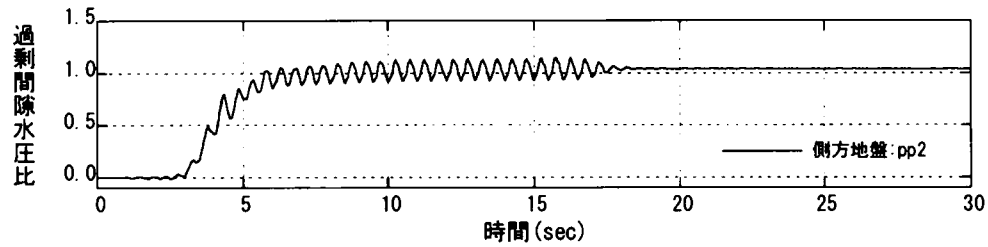


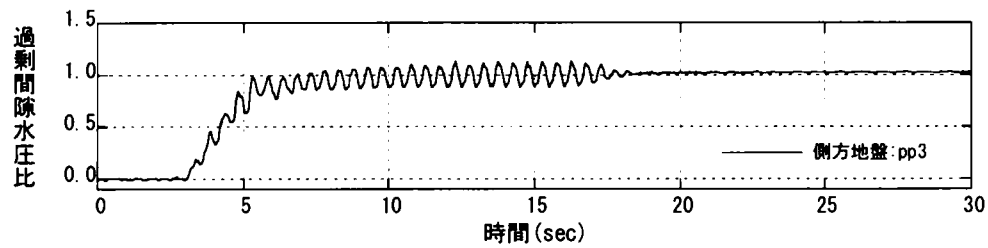
図 4.5-5 (2) 壁内地盤および構造物水平加速度時刻歴 (実験-3)



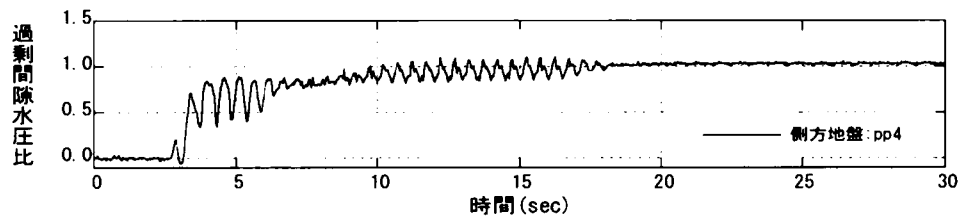
側方地盤過剰間隙水圧比 pp1 (G.L.-9.69m, 非液化化層内)



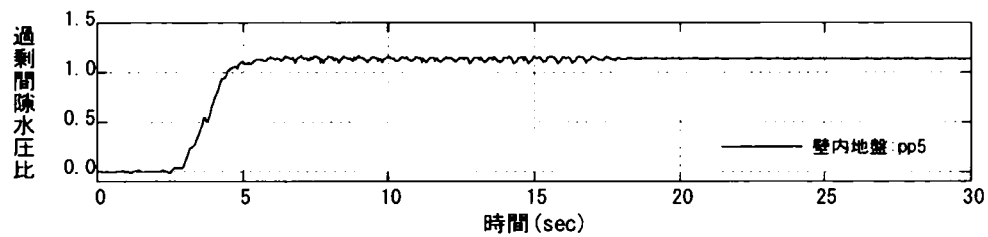
側方地盤過剰間隙水圧比 pp2 (G.L.-7.44m)



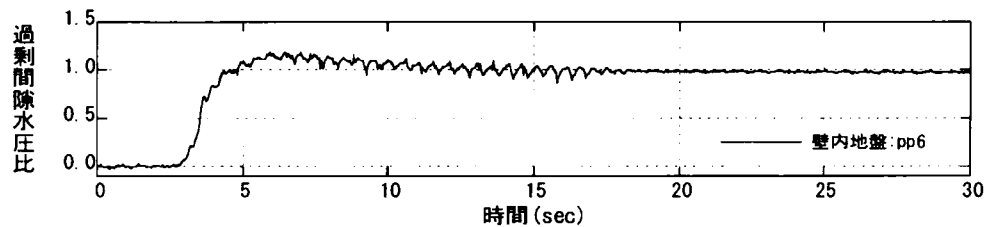
側方地盤過剰間隙水圧比 pp3 (G.L.-4.44m)



側方地盤過剰間隙水圧比 pp4 (G.L.-1.44m)



壁内地盤過剰間隙水圧比 pp5 (G.L.-7.44m)



壁内地盤過剰間隙水圧比 pp6 (G.L.-4.44m)

図 4.5-6 過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-3)

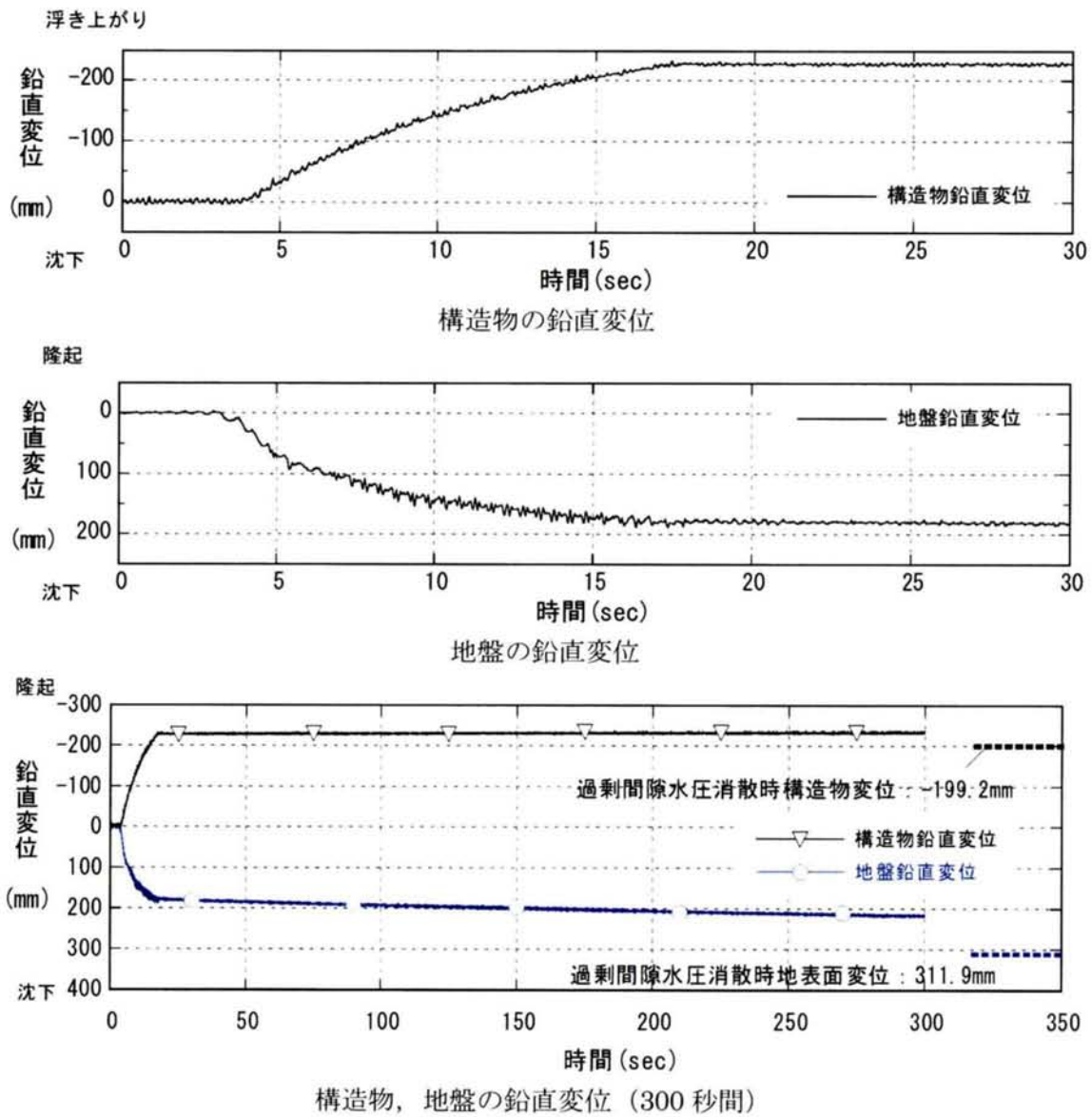


図 4.5-7 構造物、地盤の鉛直変位の時刻歴 (実験-3)

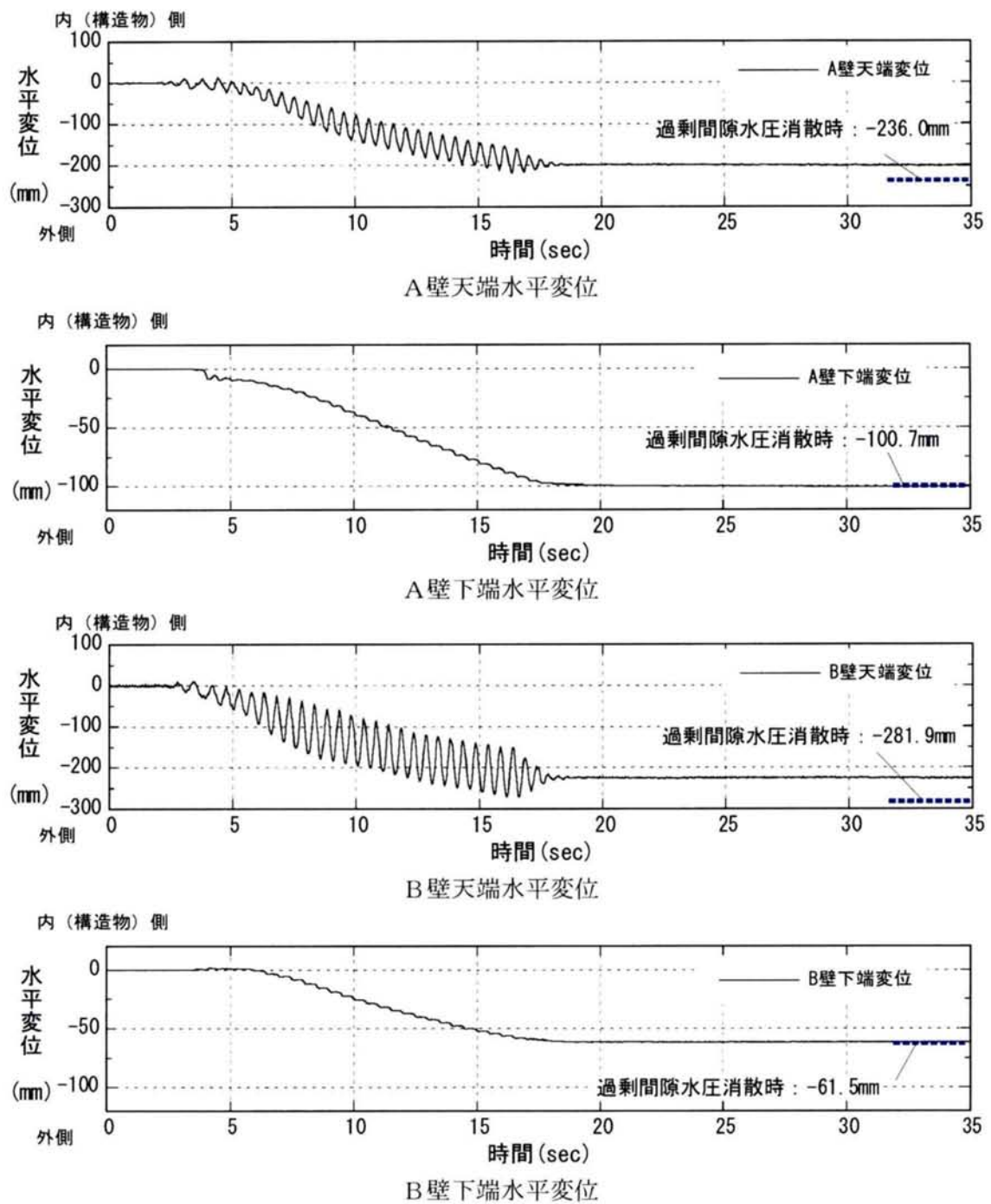


図 4.5-8 対策工 (壁) の水平変位の時刻歴 (実験-3)

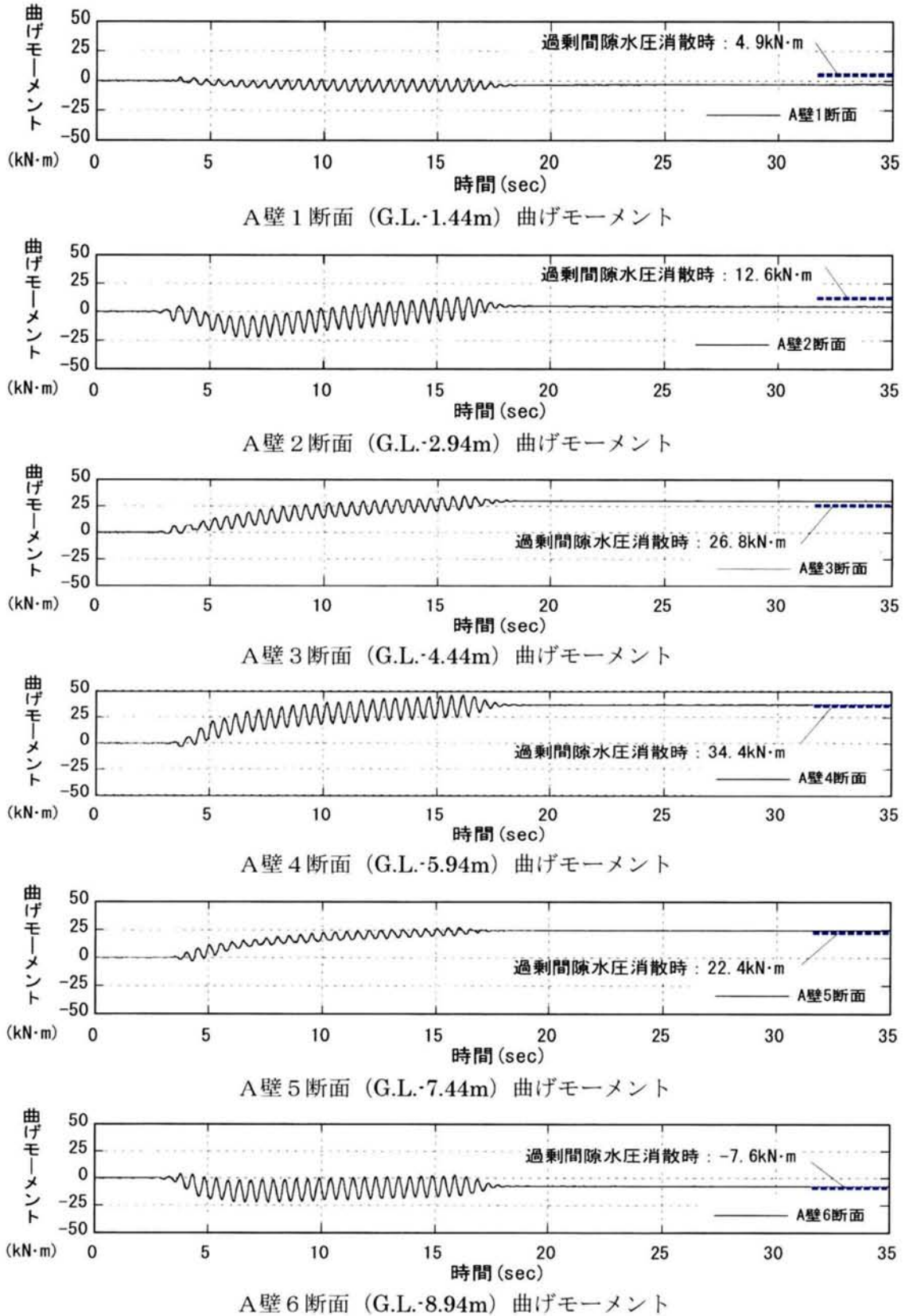


図 4.5-9(1) 対策工 (A壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-3)

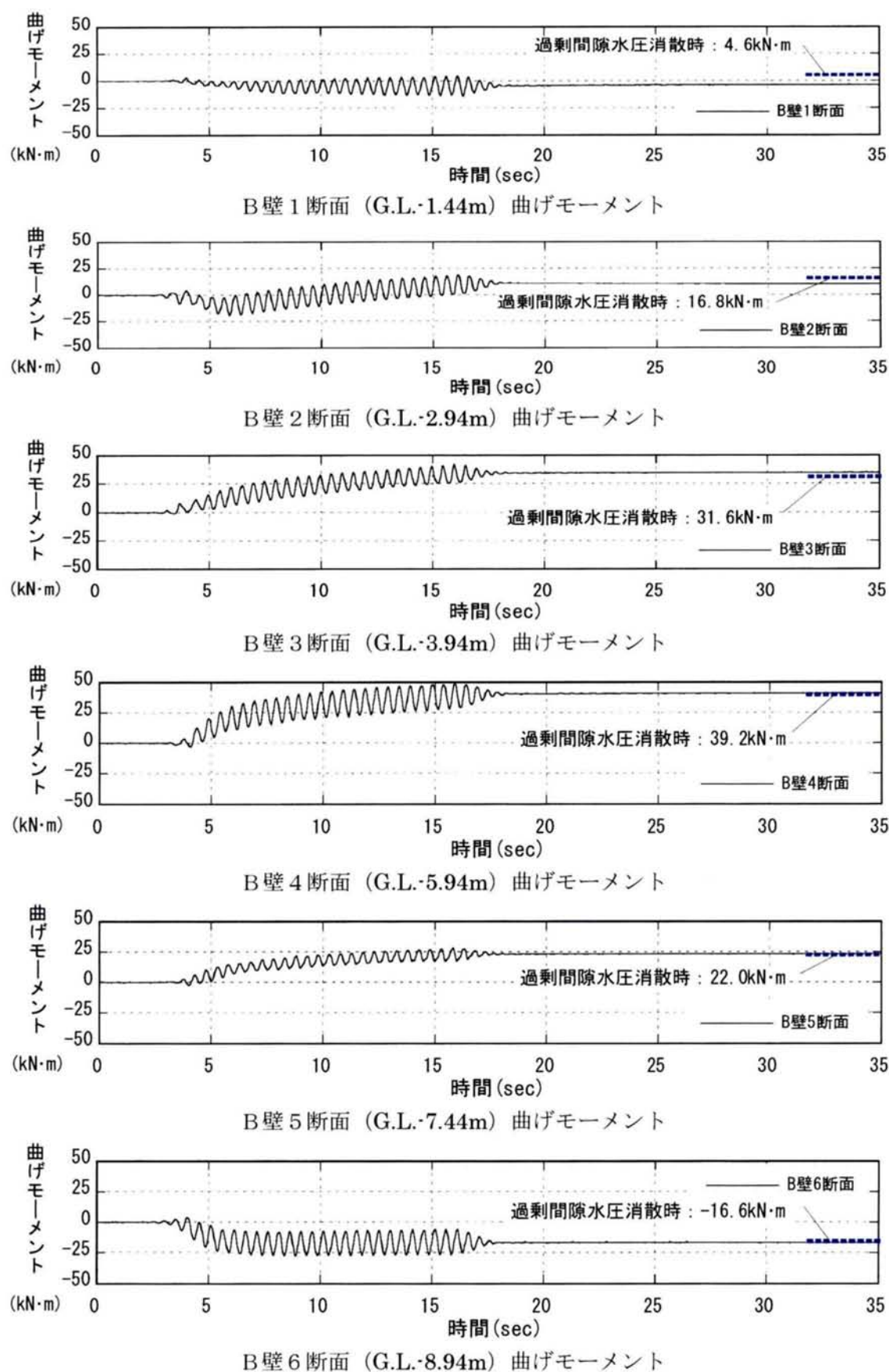


図 4.5-9(2) 対策工 (B壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-3)

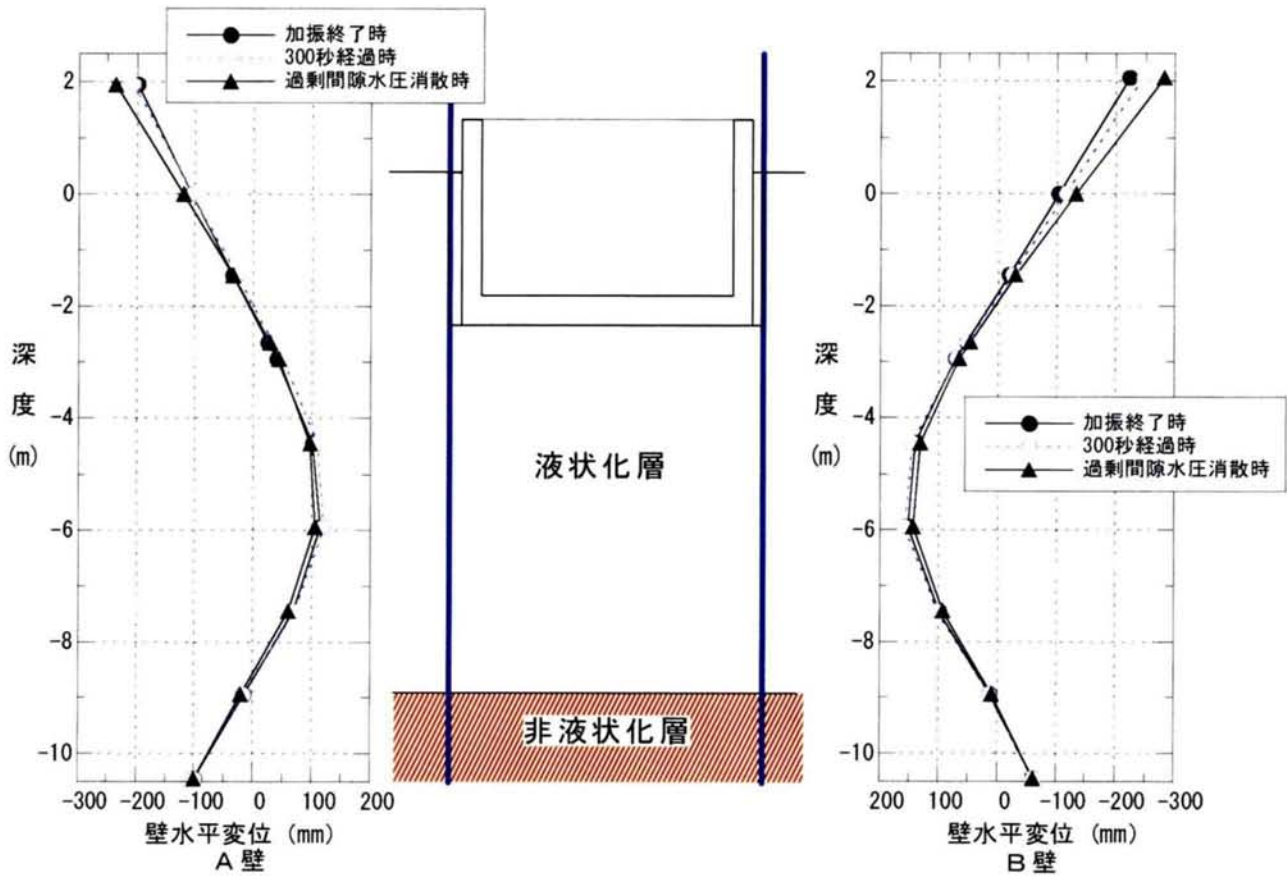


図 4.5-10 対策工（壁）の変形（実験-3）

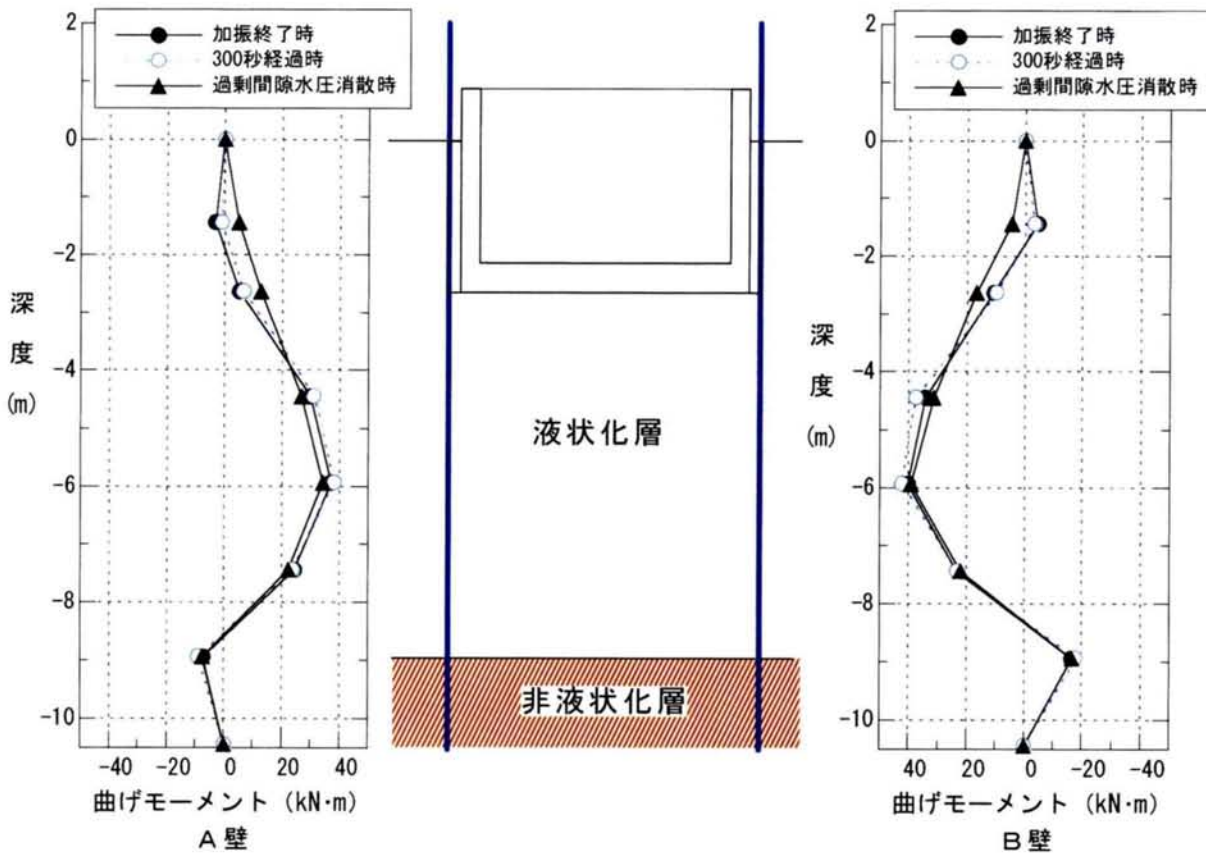


図 4.5-11 対策工（壁）の曲げモーメント分布（実験-3）

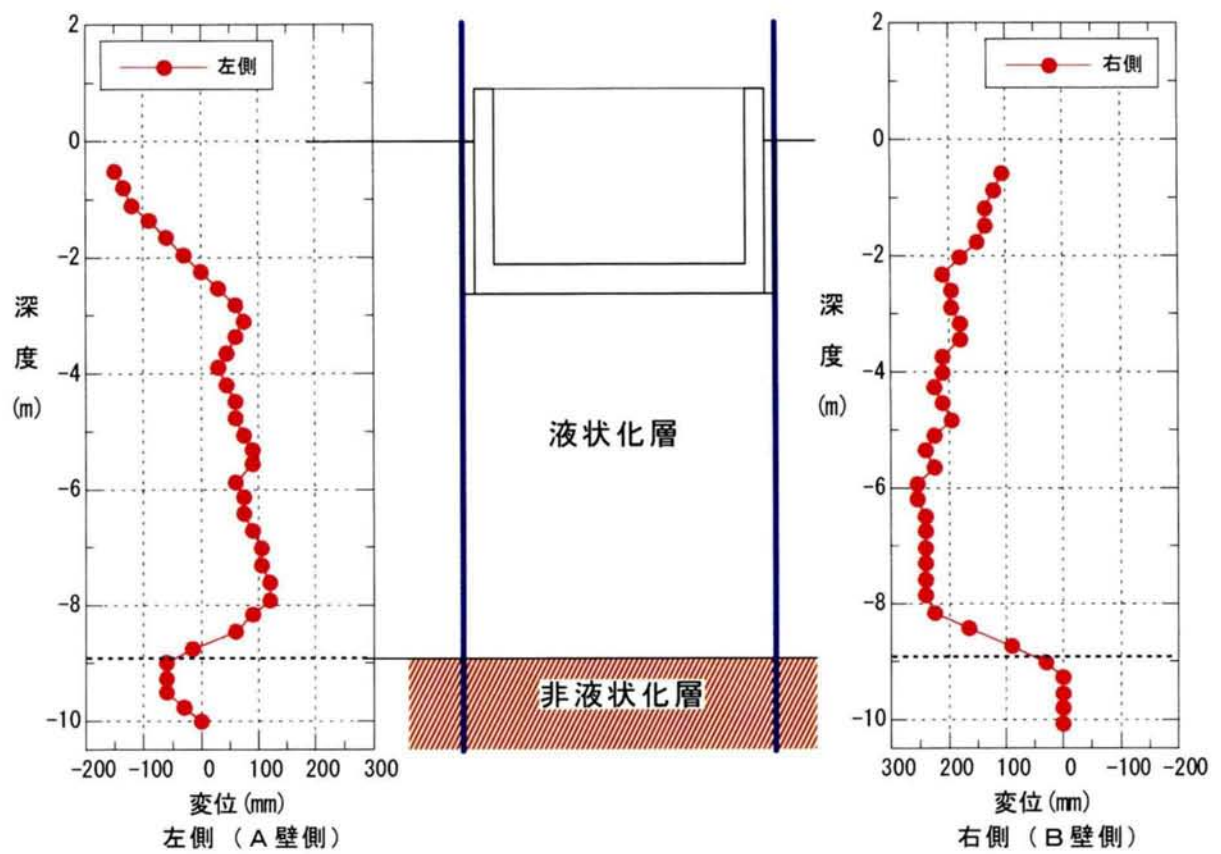


図 4.5-12 地盤のビーズ変位分布 (実験-3)

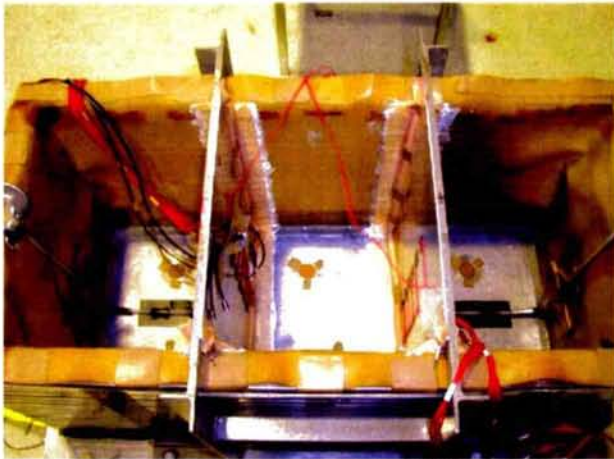


写真 4.5-1 実験前の壁設置時 (実験-3)

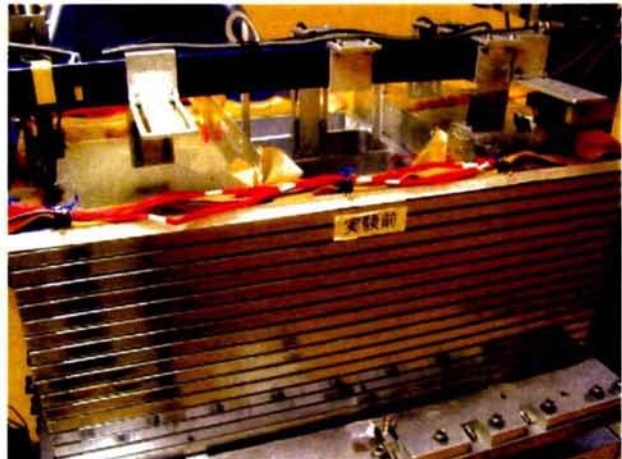


写真 4.5-2 実験前の状況 (実験-3)

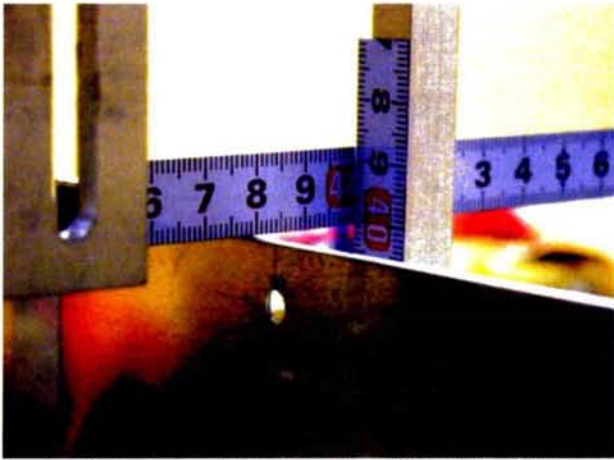


写真 4.5-3 実験前の壁, 構造物相対位置

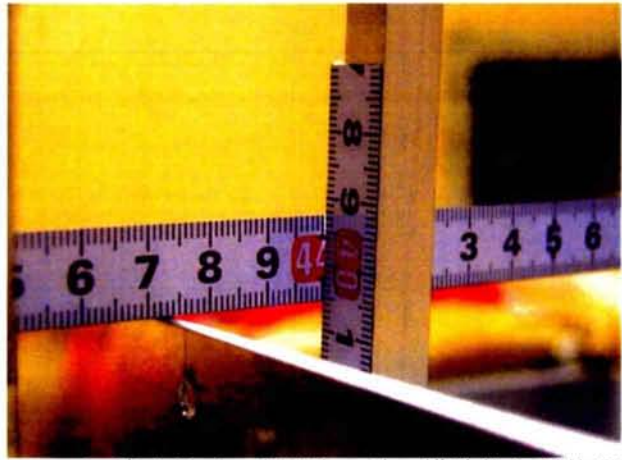


写真 4.5-4 実験後の壁, 構造物相対位置
(構造物が約 5mm の浮き上がりを生じている)



写真 4.5-5 地盤切り出し (右側ビーズ)
(溝は、位置計測用の鉛直線)

4-6 実験-4（遮水壁：厚さ3mm，非液状化層への根入れ5cm）

4-6-1 実験概要（実験-4）

実験-4では、厚さ3mmのアルミ板の対策工が層厚5cm（実物換算1.5m）の非液状化層に根入れしている場合の構造物の挙動を確認する。遠心加速度は、 $30g$ とした。地盤構成は実験-3と同一にしてあり、両者を比較することにより遮水壁の厚さの影響を検討できる。

(1) 実験模型

実験モデル図を図4.6-1に、これを相似則により実物換算したものを図4.6-2に示す。非液状化層は50mm（実物換算1.5m），その上に液状化層が298mm（実物換算8.94m）存在するものとした。

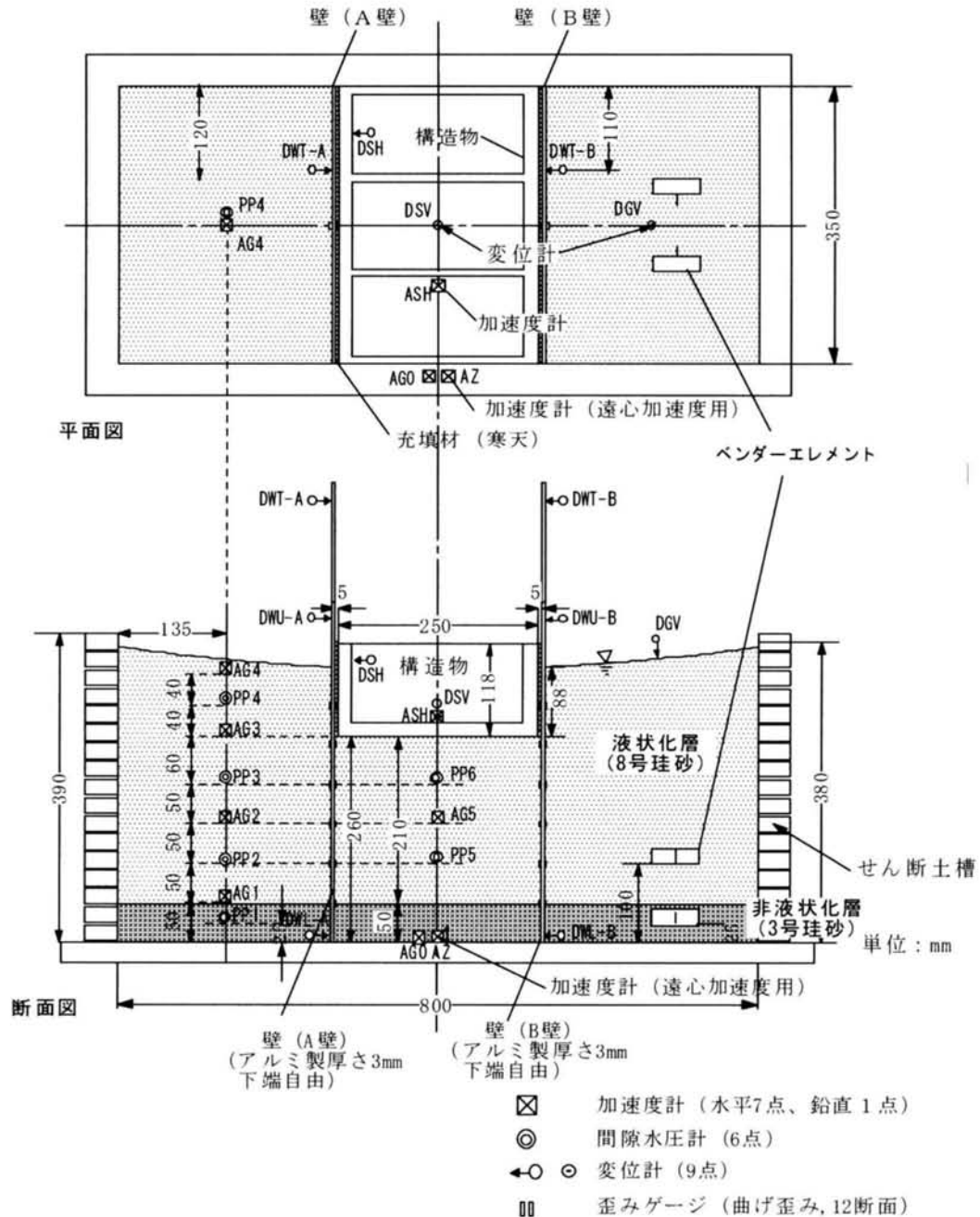


図4.6-1 実験モデル図（実験-4）

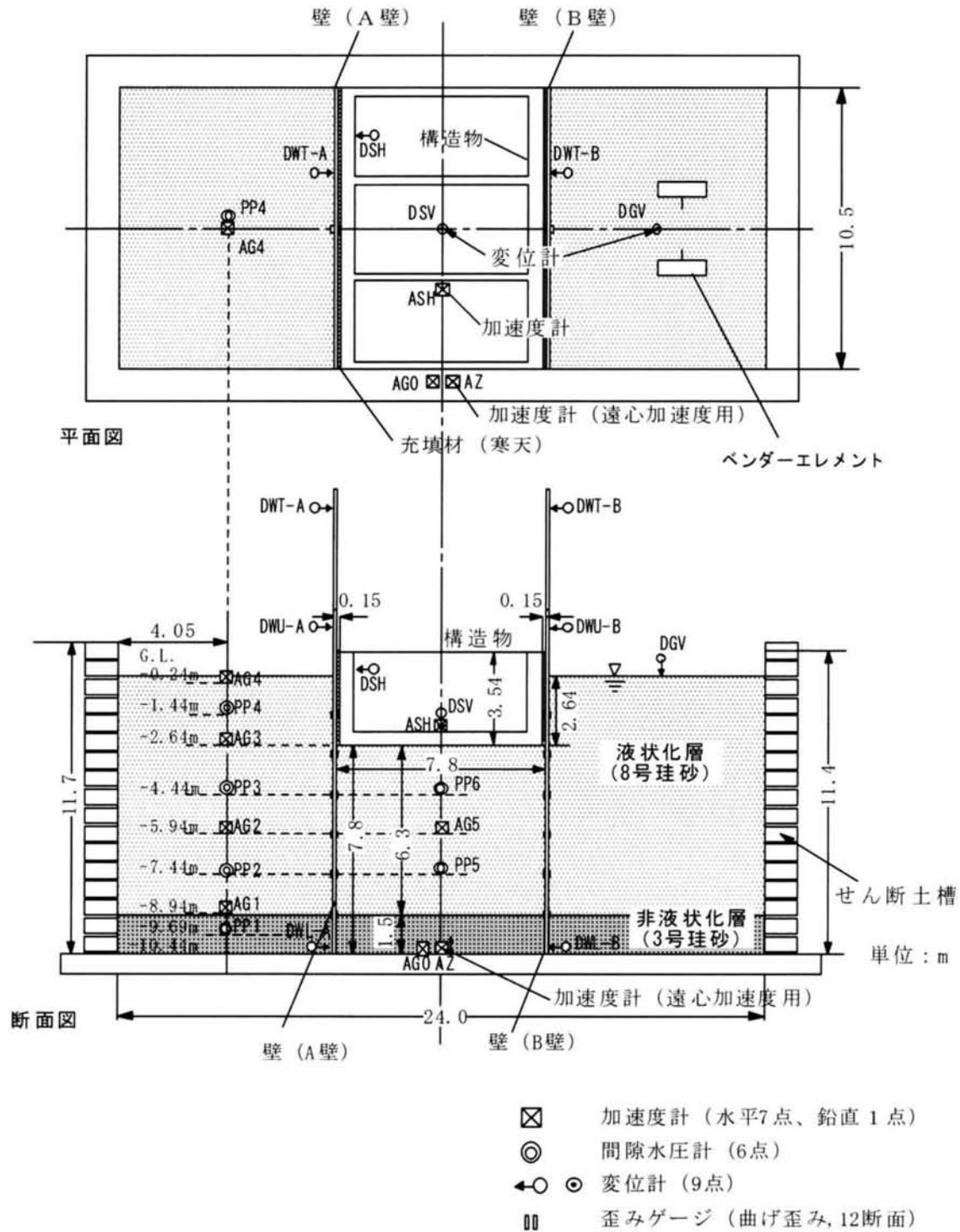


図 4.6-2 実験モデル図 (実験-4: 寸法は、実物に換算したもの)

(2) 計測概要

実験における計測項目を表 4.6-1 に、壁の歪みゲージ位置を図 4.6-3 に示す

表 4.6-1 計測項目一覧（実験-4）

| 計測項目 | 計測点数 | 備 考 |
|--------------------|--|-------------------------------------|
| 水平加速度 (計 7 点) | 入力：1 側方地盤内：4 壁内地盤内：1 構造物：1 | |
| 遠心加速度 (計 1 点) | 1 | |
| 地盤の間隙水圧 (計 6 点) | 側方地盤内：4 壁内地盤内：2 | 側方地盤内のうちの 1 つは非液状化層内に設置 |
| 変位 (計 9 点) | 側方地盤鉛直変位：1 構造物鉛直変位：1 構造物水平変位：1 壁水平変位：天端 2+2 下端 2 | 壁下端：東京測器製 CDP-25 他：キーエンス製レーザー変位計 |
| 壁曲げ歪み (計 12 点) | A 壁：6 断面 B 壁：6 断面 | 位置は、図 4.6-3 参照 |
| 地盤の S 波速度 | 2 深度 | 液状化層，非液状化層各 1 |

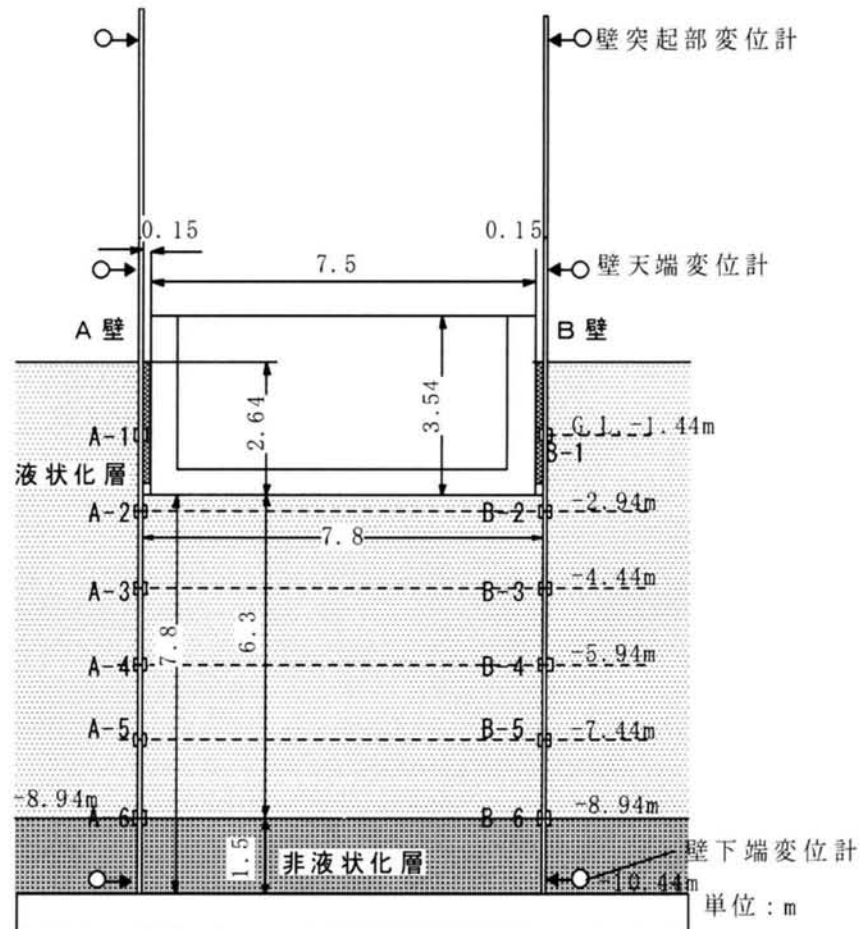


図 4.6-3 歪みゲージの位置（実験-4：寸法は実物換算）

4-6-2 実験結果（実験-4）

遠心加速度 30 g 下において、振動実験を行った。入力波は、実物換算で 170gal、振動数 2Hz、定常 25 波の正弦波とした。加速度、過剰間隙水圧比、変位、壁の曲げモーメントの時刻歴を図 4.6-4～4.6-8 に示す。計測は、加振中を含む最初の 10 秒間（実物換算 300 秒）は 2000 回/sec で、その後間隙水圧をモニタしながら、過剰間隙水圧が完全に消散するまで 2 回/sec で計測を行った。時刻歴は、加振中とその直後の状態がわかるように実換算で 30 秒間のものを主に示した。また、変位や壁の曲げモーメントについては、過剰間隙水圧が消散した時点の値を併せて示した。変位は、壁の内側に向かうほうを正、曲げモーメントは、壁の内側が引張りとなる向きを正とした。曲げモーメントは、単位奥行き当たりの値で示した。

非液状化層の過剰間隙水圧比は 0.9 程度まで上昇したが、非液状化層直上の加速度（AG1）が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、最大で約 111mm（模型寸法で約 3.7mm）浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により、沈下を生じ、最終的には 24.2mm の浮き上がりとなった。一方、側方地盤の地表面は、加振直後より沈下を生じ、加振終了時には 132mm 程度、過剰間隙水圧消散時には、233mm の沈下を生じた。

壁の変形および曲げモーメント分布図を図 4.6-9, 4.6-10 に示す。変位は壁の内側に向かうほうを正、曲げモーメントは壁の内側が引張りとなる向きを正とした。曲げモーメントは、単位奥行き当たりの値で示した。壁の変位は、壁上端変位（DWU-A, DWU-B）ならびに壁下端変位（DWL-A, DWL-B）と計測された壁の曲げモーメントを折れ線でつないだ曲げモーメント分布を用いて求めた。図中、加振終了時とは時刻歴で 20 秒時点の値である。加振終了時は、B 壁天端の変位が、A 壁に比して若干小さいが、300 秒経過時には、ほぼ同じになっている。

壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると、実験-4 では、121.7mm（実測値 111mm）と、実測値とほぼ一致する値となった。

主な実験写真を写真 4.6-1～4.6-11 に示す。

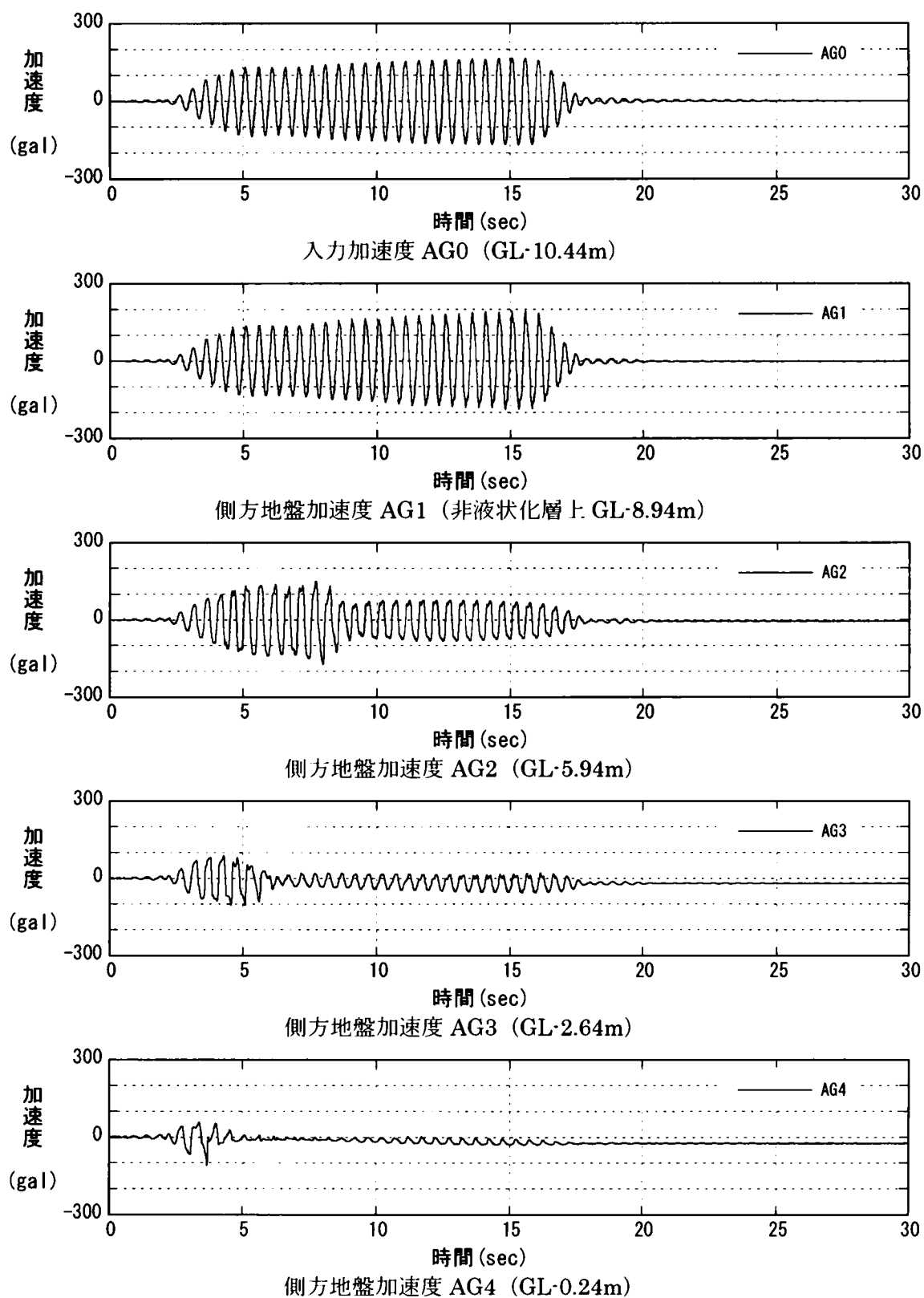


図 4. 6-4 (1) 側方地盤の水平加速度時刻歴 (実験-4)

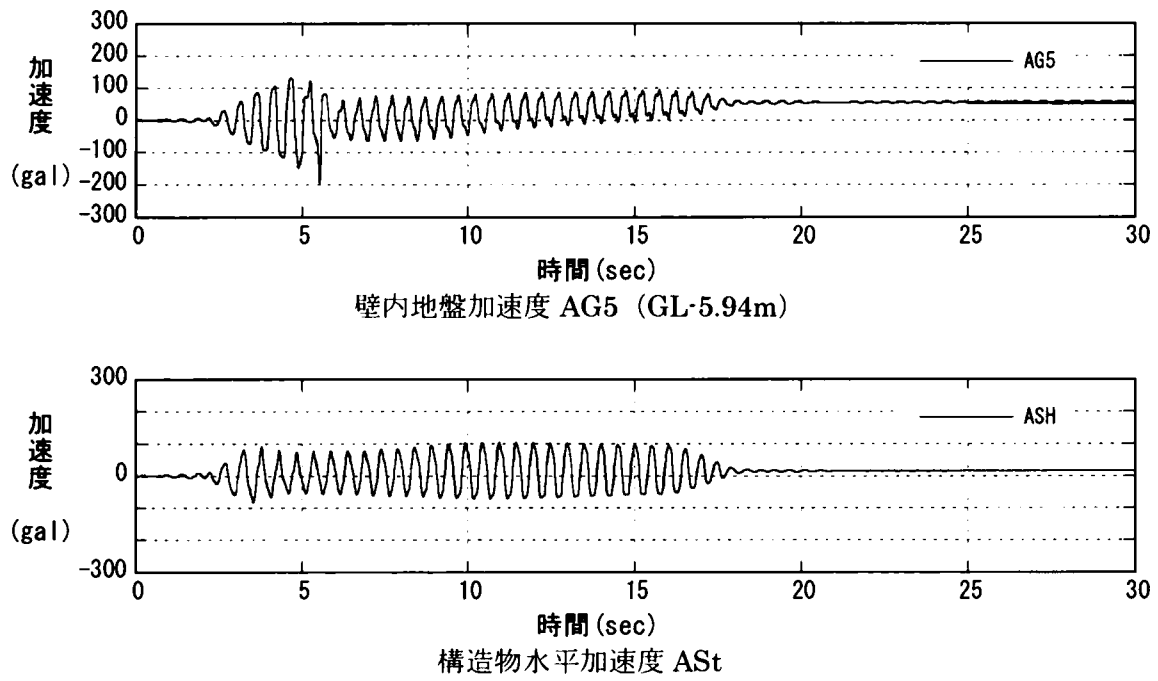


図 4. 6-4 (2) 壁内地盤および構造物水平加速度時刻歴 (実験-4)

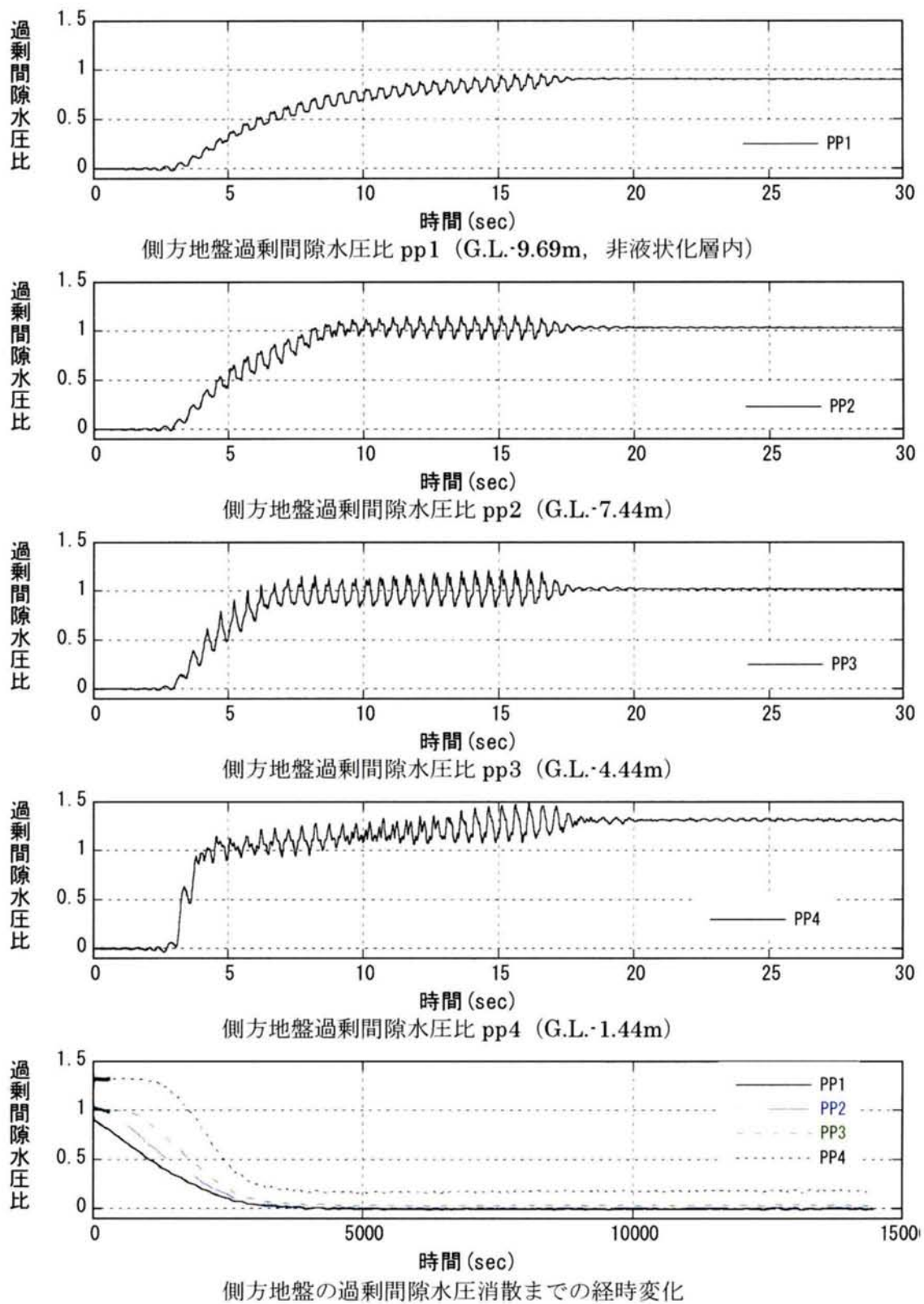


図 4. 6-5(1) 側方地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-4)

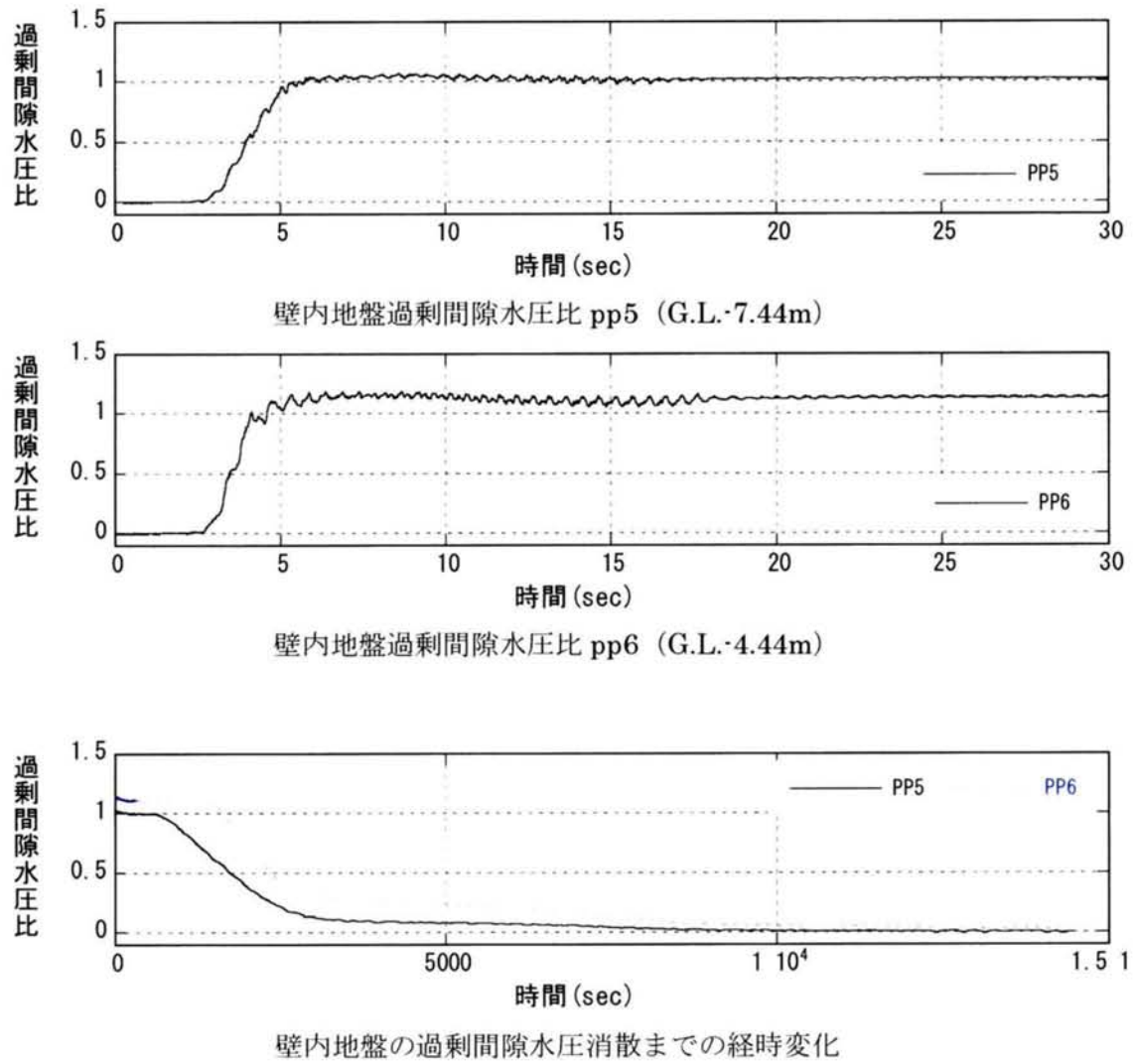
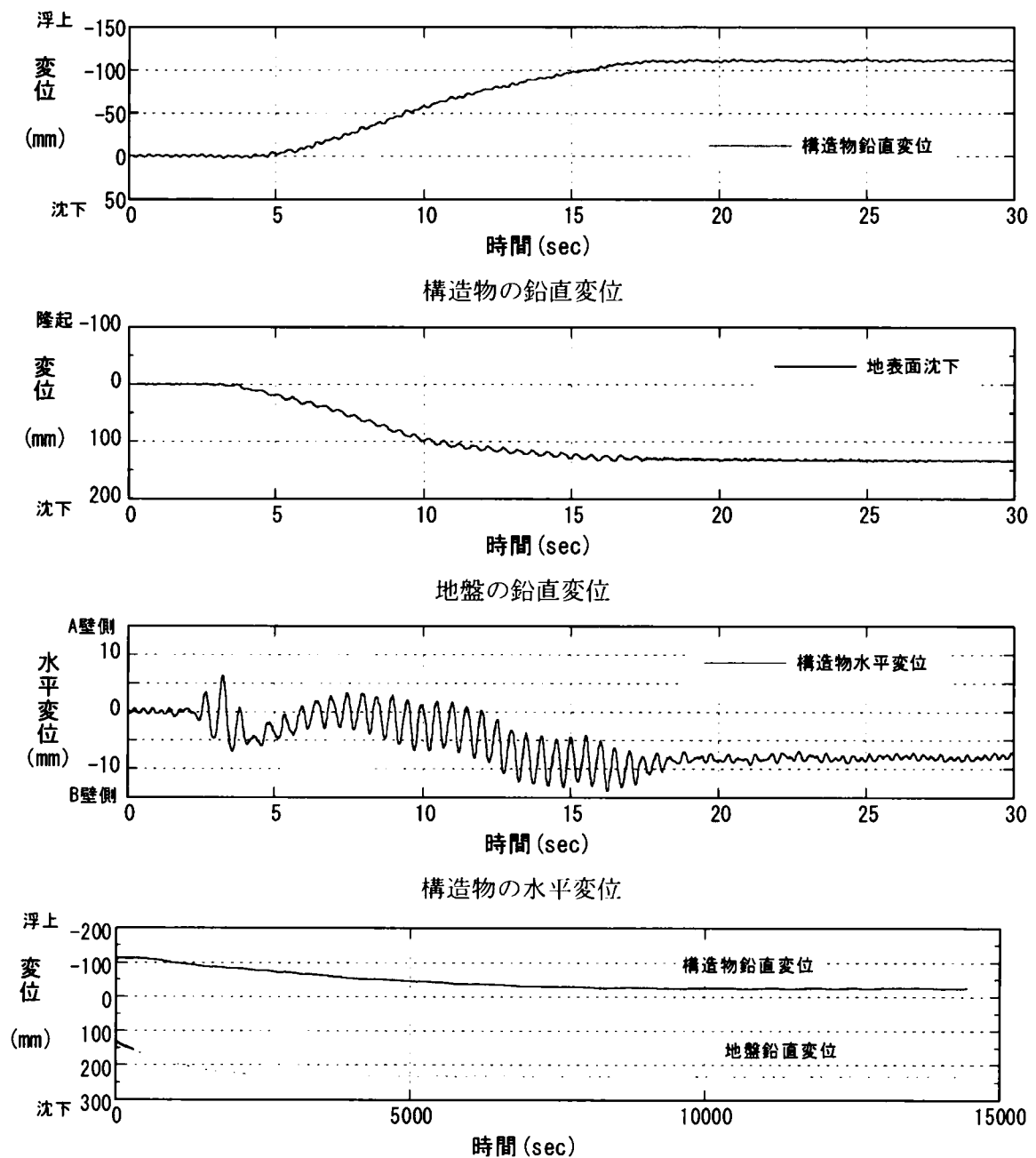


図 4. 6-5(2) 壁内地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-4)



構造物，地盤の鉛直変位（間隙水圧消散まで）

図 4.6-6 構造物，地盤の変位の時刻歴（実験-4）

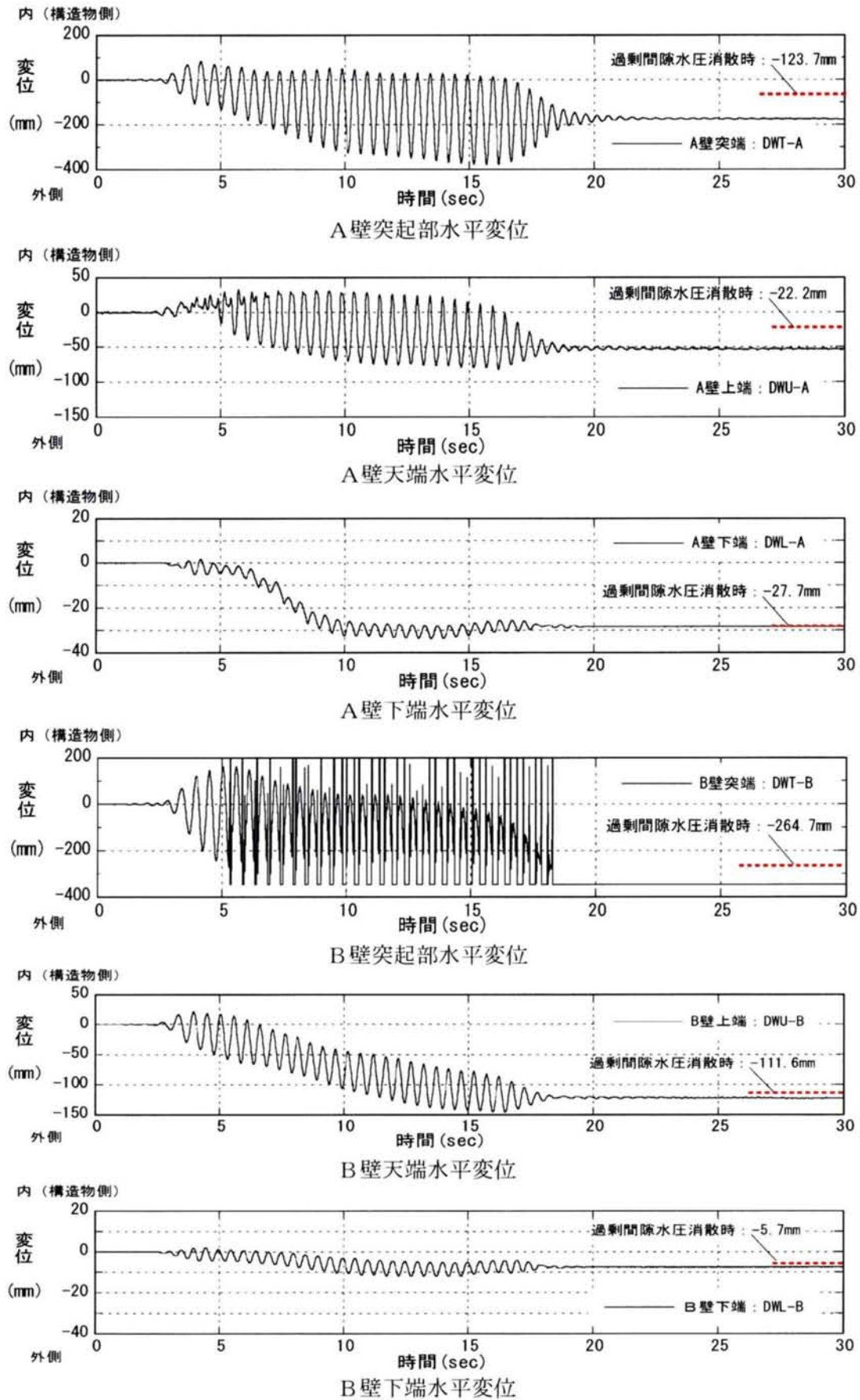


図 4.6-7 対策工（壁）の水平変位の時刻歴（実験-4）

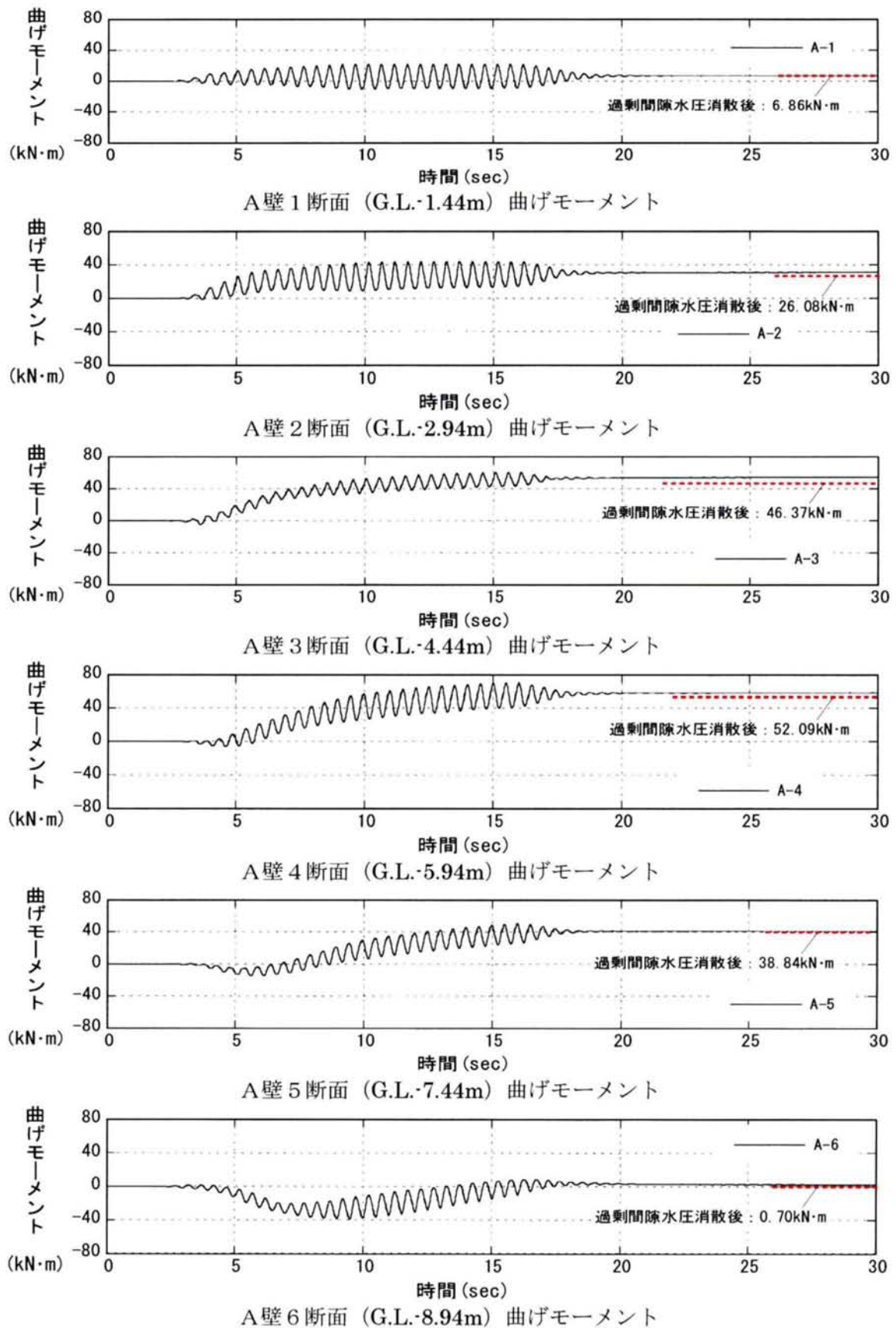


図 4. 6-8(1) 対策工 (A 壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-4)

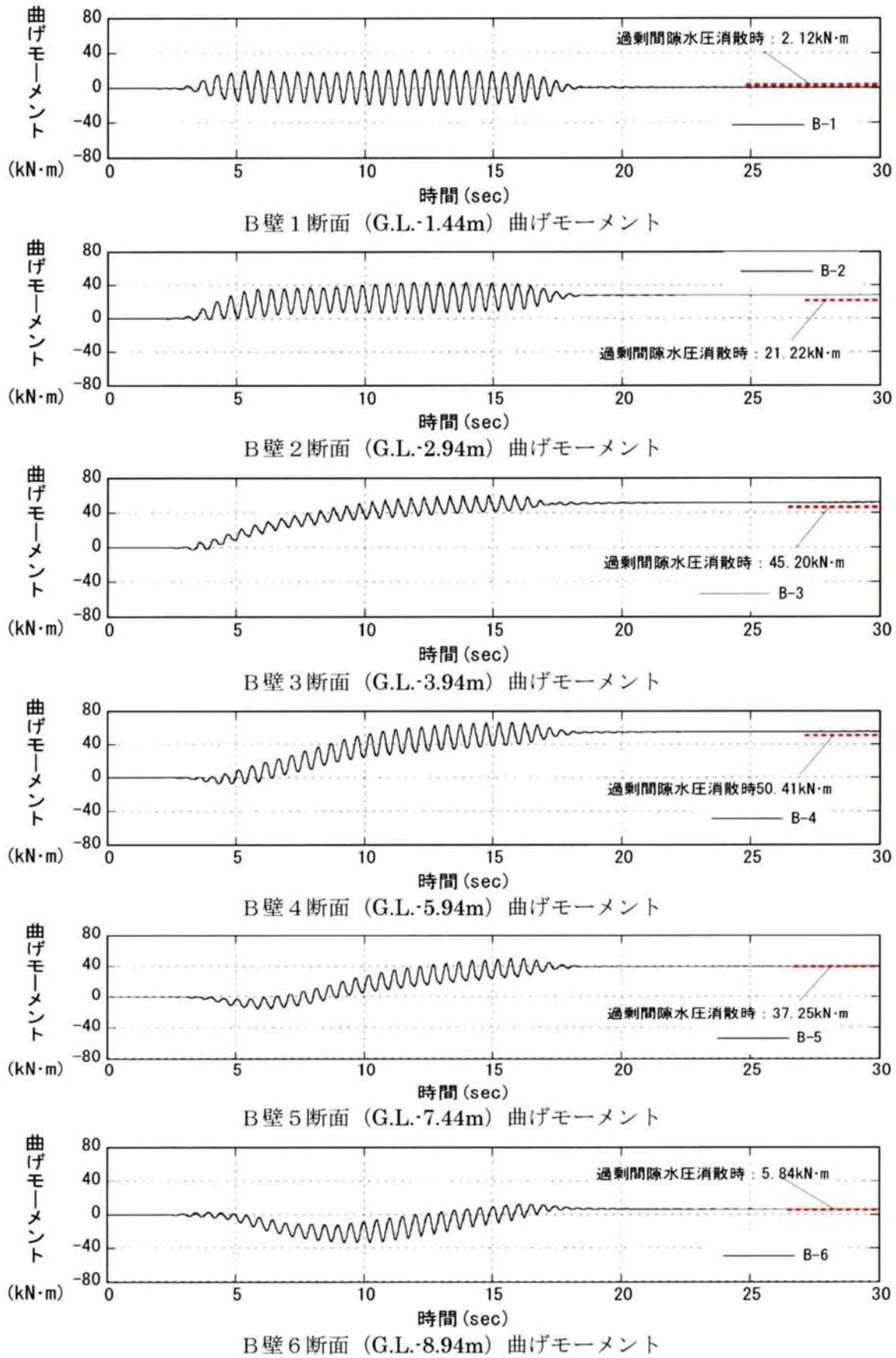


図 4.6-8(2) 対策工 (B壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-4)

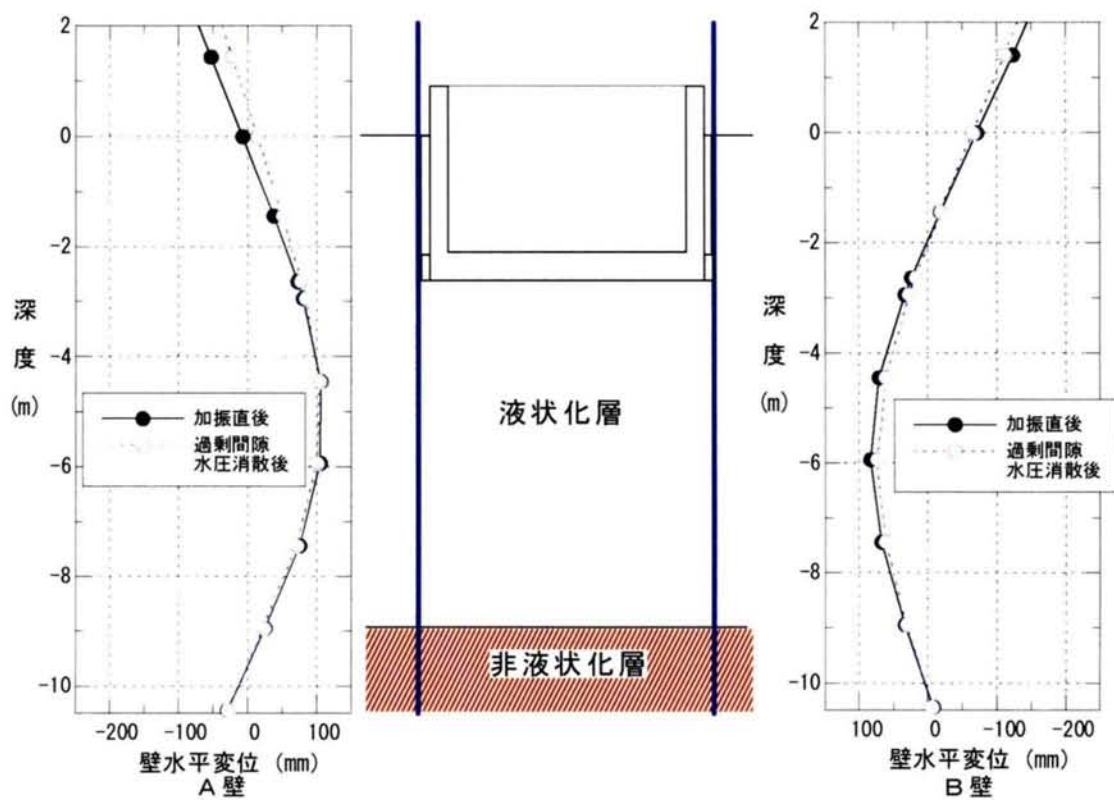


図 4.6-9 対策工（壁）の変形（実験-4）

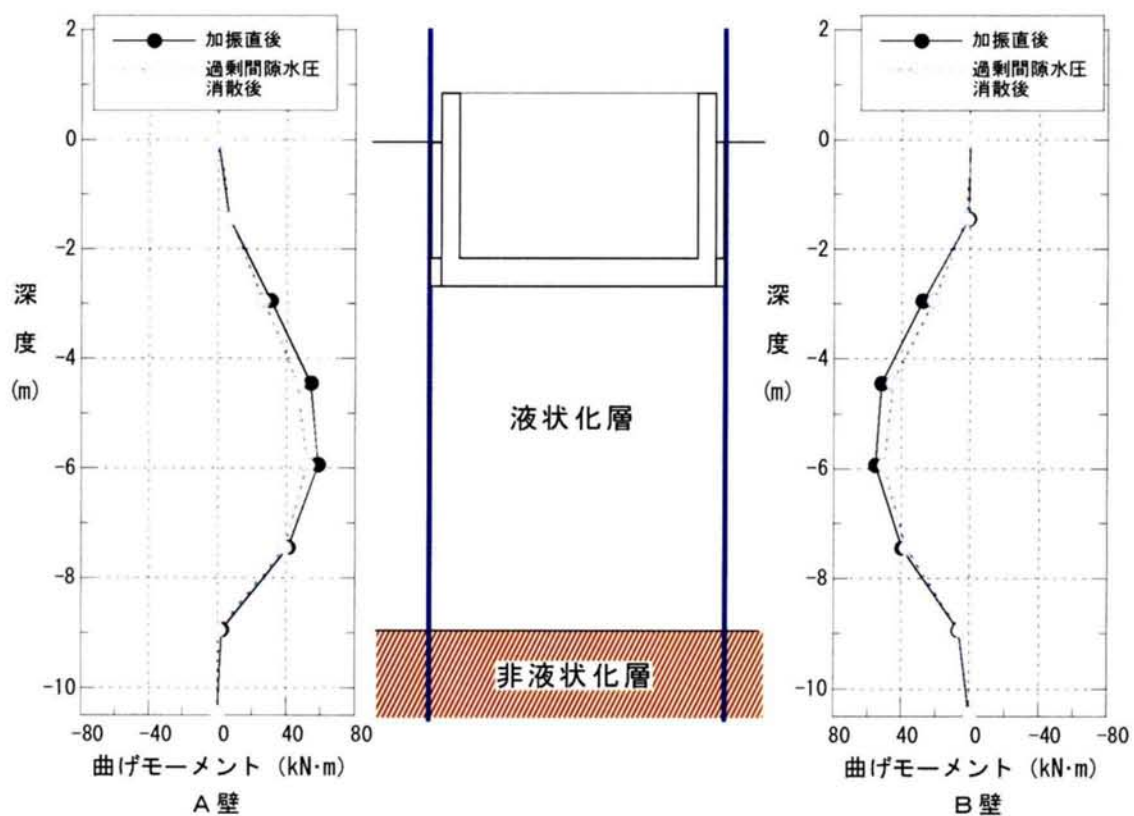


図 4.6-10 対策工（壁）の曲げモーメント分布（実験-4）

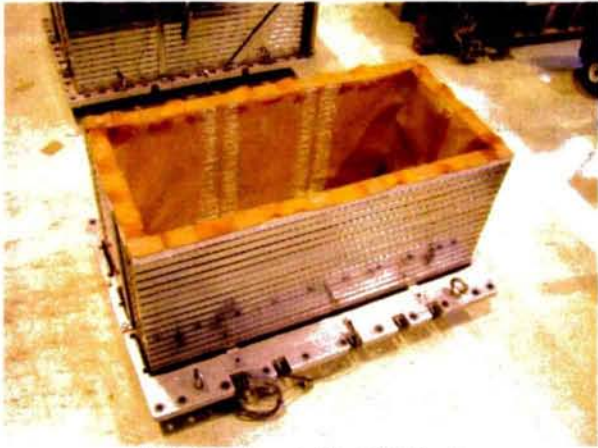


写真 4.6-1 土槽（実験-4）



写真 4.6-2 構造物模型

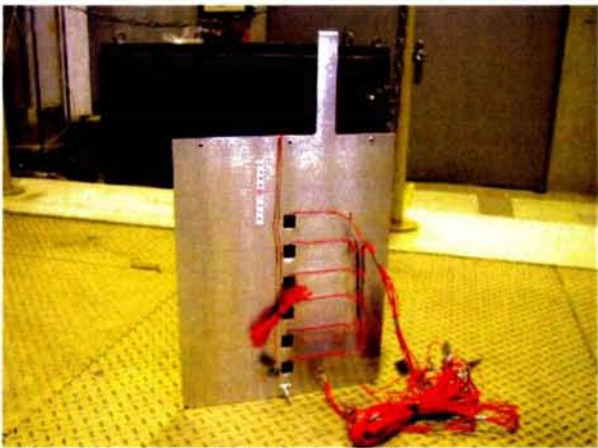


写真 4.6-3 壁模型

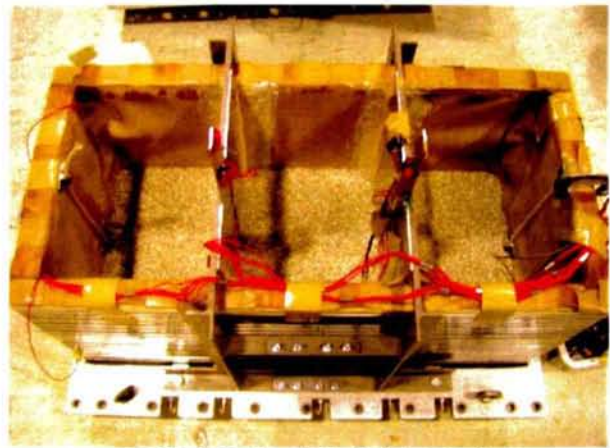


写真 4.6-4 非液状化層完成



写真 4.6-5 液状化層作成状況



写真 4.6-6 液状化層完成



写真 4. 6-7 飽和完了

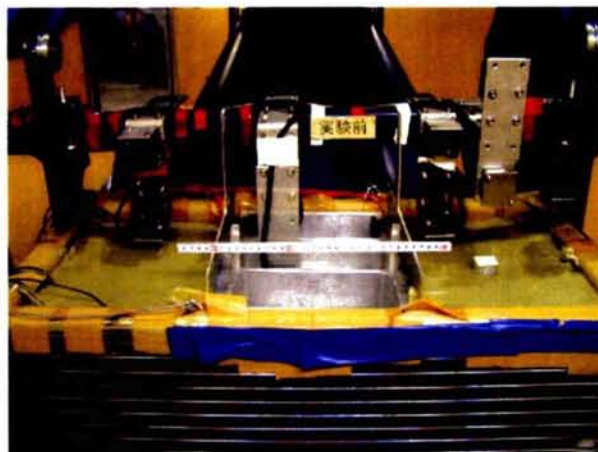


写真 4. 6-8 実験前 (実験-4)

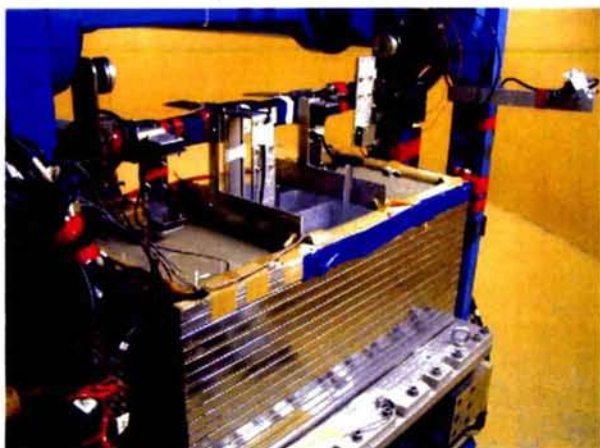


写真 4. 6-9 実験前 (実験-4)



写真 4. 6-10 実験後 (実験-4)



写真 4. 6-11 実験後 (実験-4)

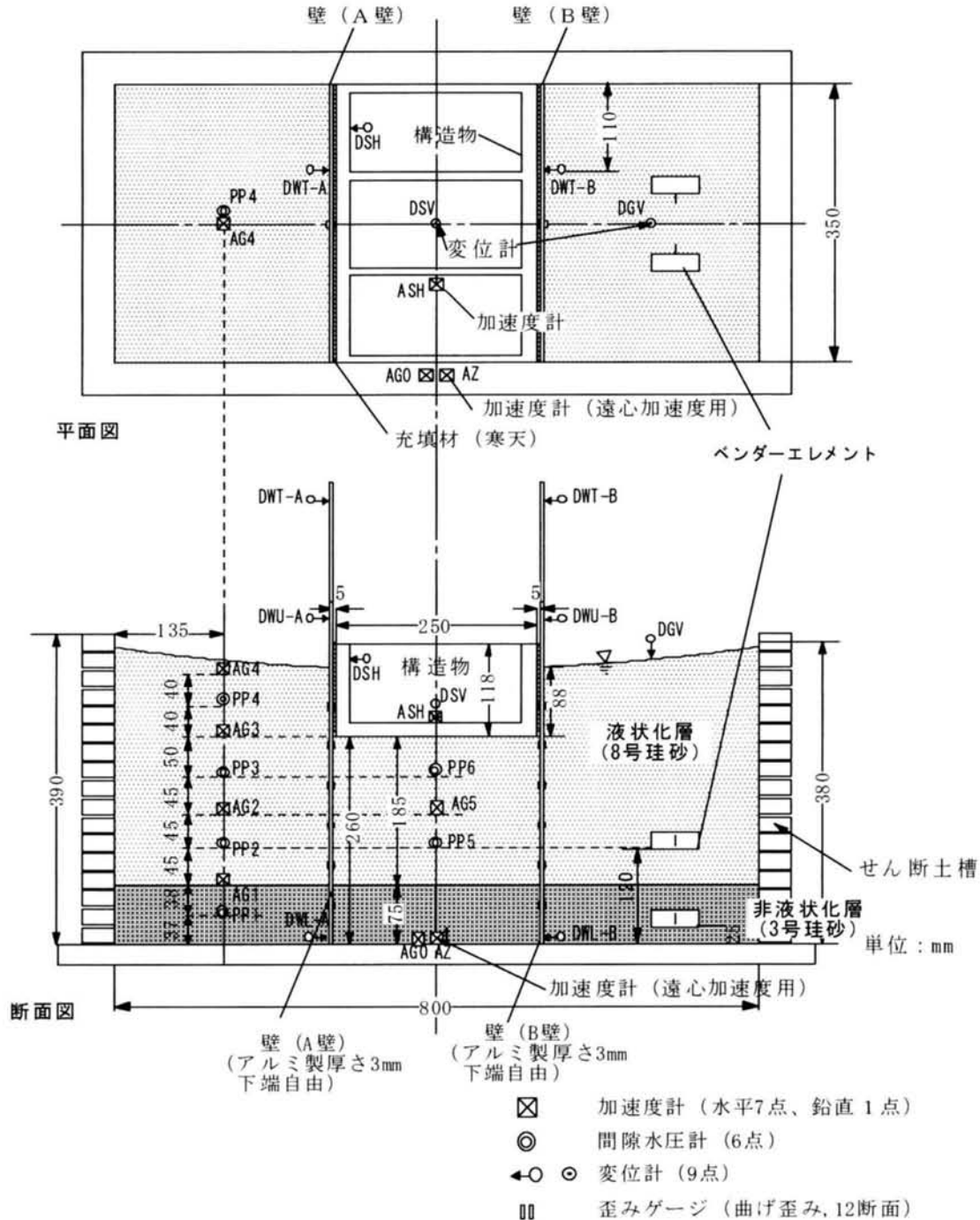
4-7 実験-5（遮水壁：厚さ3mm，非液状化層への根入れ7.5cm）

4-7-1 実験概要（実験-5）

実験-5では，厚さ3mmのアルミ板の対策工が層厚7.5cm（実物換算2.25m）の非液状化層に根入れしている場合の構造物の挙動を確認する．遠心加速度は，30gとした．地盤構成は実験-2と実験-3の中間にしている．

（1）実験模型

実験モデル図を図4.7-1に，これを相似則により実物換算したものを図4.7-2に示す．非液状化層は75mm（実物換算2.25m），その上に液状化層が273mm（実物換算8.19m）存在するものとした．



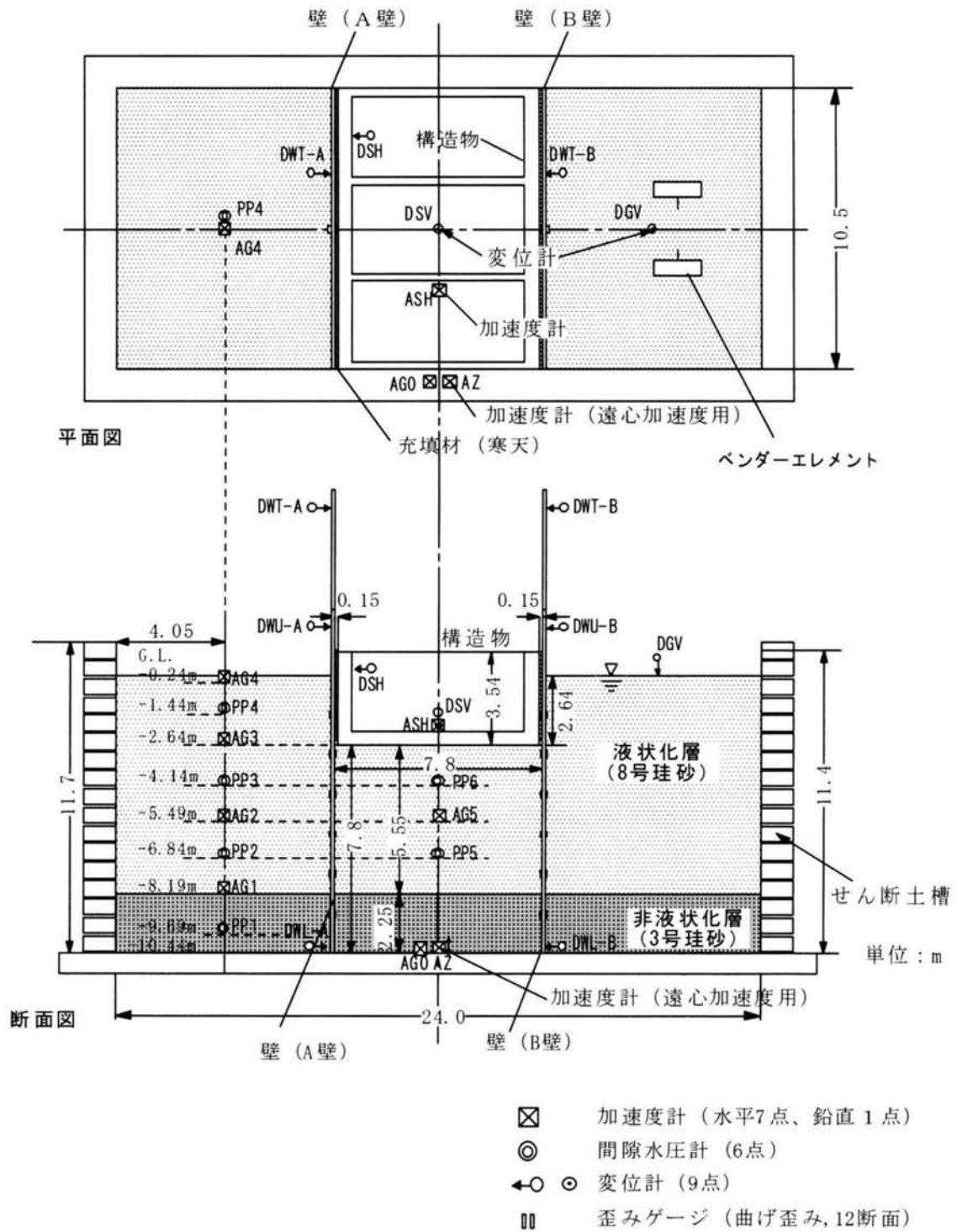


図 4.7-2 実験モデル図 (実験-5: 寸法は、実物に換算したもの)

(2) 計測概要

実験における計測項目を表 4.7-1 に、壁の歪みゲージ位置を図 4.7-3 に示す。

表 4.7-1 計測項目一覧 (実験-5)

| 計測項目 | 計測点数 | 備 考 |
|------------------------|--|-------------------------------------|
| 水平加速度 (計 7 点) | 入力：1 側方地盤内：4 壁内地盤内：1 構造物：1 | |
| 遠心加速度 (計 1 点) | 1 | |
| 地盤の間隙水 圧 (計 6 点) | 側方地盤内：4 壁内地盤内：2 | 側方地盤内のうちの 1 つは非液状化層内に設置 |
| 変位 (計 9 点) | 側方地盤鉛直変位：1 構造物鉛直変位：1 構造物水平変位：1 壁水平変位：天端 2+2 下端 2 | 壁下端：東京測器製 CDP-25 他：キーエンス製レーザー変位計 |
| 壁曲げ歪み (計 12 点) | A 壁：6 断面 B 壁：6 断面 | 位置は、図 4.7-3 参照 |
| 地盤の S 波速度 | 2 深度 | 液状化層，非液状化層各 1 |

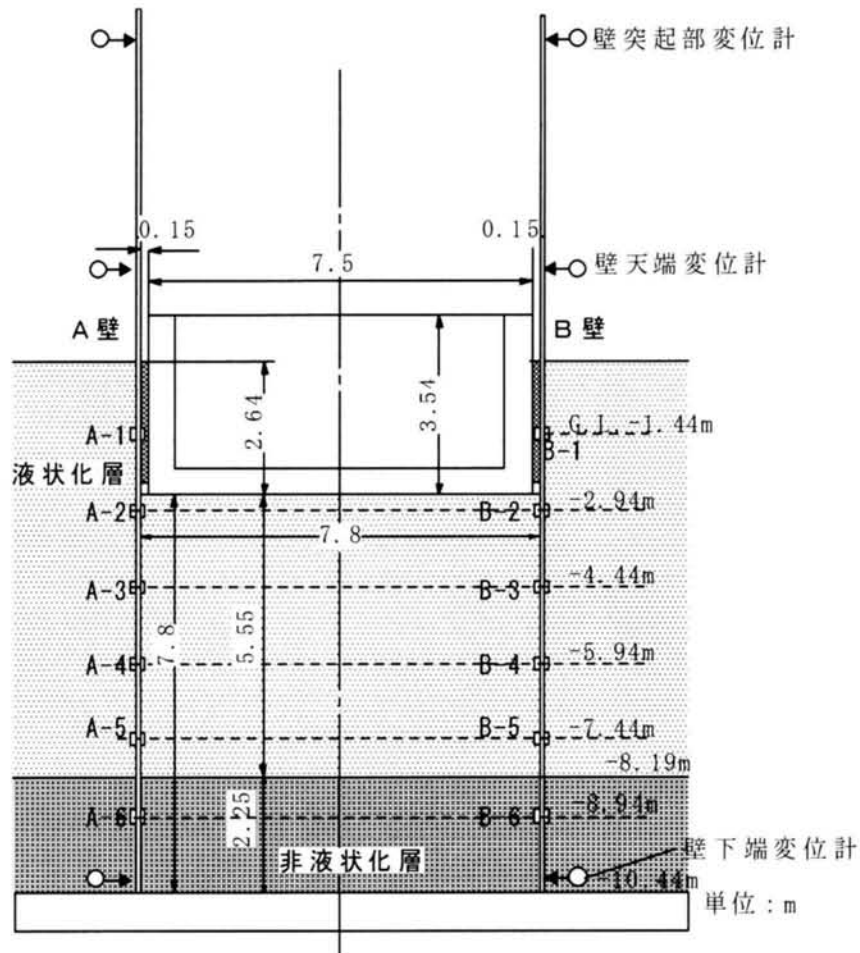


図 4.7-3 歪みゲージの位置 (実験-5：寸法は実物換算)

4-7-2 実験結果（実験-5）

遠心加速度 $30g$ 下において、振動実験を行った。入力波は振動数 2Hz 、定常 25 波の正弦波とした。実験-5 はやや入力が小さく実物換算で 130gal 程度であった。加速度、過剰間隙水圧比、変位、壁の曲げモーメントの時刻歴を図 4.7-4～4.7-8 に示す。計測は、加振中を含む最初の 10 秒間（実物換算 300 秒）は 2000回/sec で、その後間隙水圧をモニタしながら、過剰間隙水圧が完全に消散するまで 2回/sec で計測を行った。時刻歴は、加振中とその直後の状態がわかるように実換算で 30 秒間のものを主に示した。また、変位や壁の曲げモーメントについては、過剰間隙水圧が消散した時点の値を併せて示した。変位は、壁の内側に向かうほうを正、曲げモーメントは、壁の内側が引張りとなる向きを正とした。曲げモーメントは、単位奥行き当たりの値で示した。壁の変位は、壁上端変位（DWL-A, DWL-B）ならびに壁下端変位（DWL-A, DWL-B）と計測された壁の曲げモーメントを折れ線でつないだ曲げモーメント分布を用いて求めた。

非液状化層の過剰間隙水圧比は 0.7 程度まで上昇したが、非液状化層直上の加速度（AG1）が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、 75.5mm （模型寸法で約 2.4mm ）浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により沈下を生じ、最終的には 5.5mm の沈下となった。一方、側方地盤の地表面は、加振直後より沈下を生じ、加振終了時には 117mm 程度、過剰間隙水圧消散時には 186mm の沈下を生じた。

壁の変形および曲げモーメント分布図を図 4.7-9、4.7-10 に示す。変位は、壁の内側に向かうほうを正、曲げモーメントは、壁の内側が引張りとなる向きを正とした。曲げモーメントは、単位奥行き当たりの値で示した。図中、加振終了時とは時刻歴で 20 秒時点の値である。

壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると 72.6mm （実測値 75.5mm ）と実測値とほぼ一致する値となった。

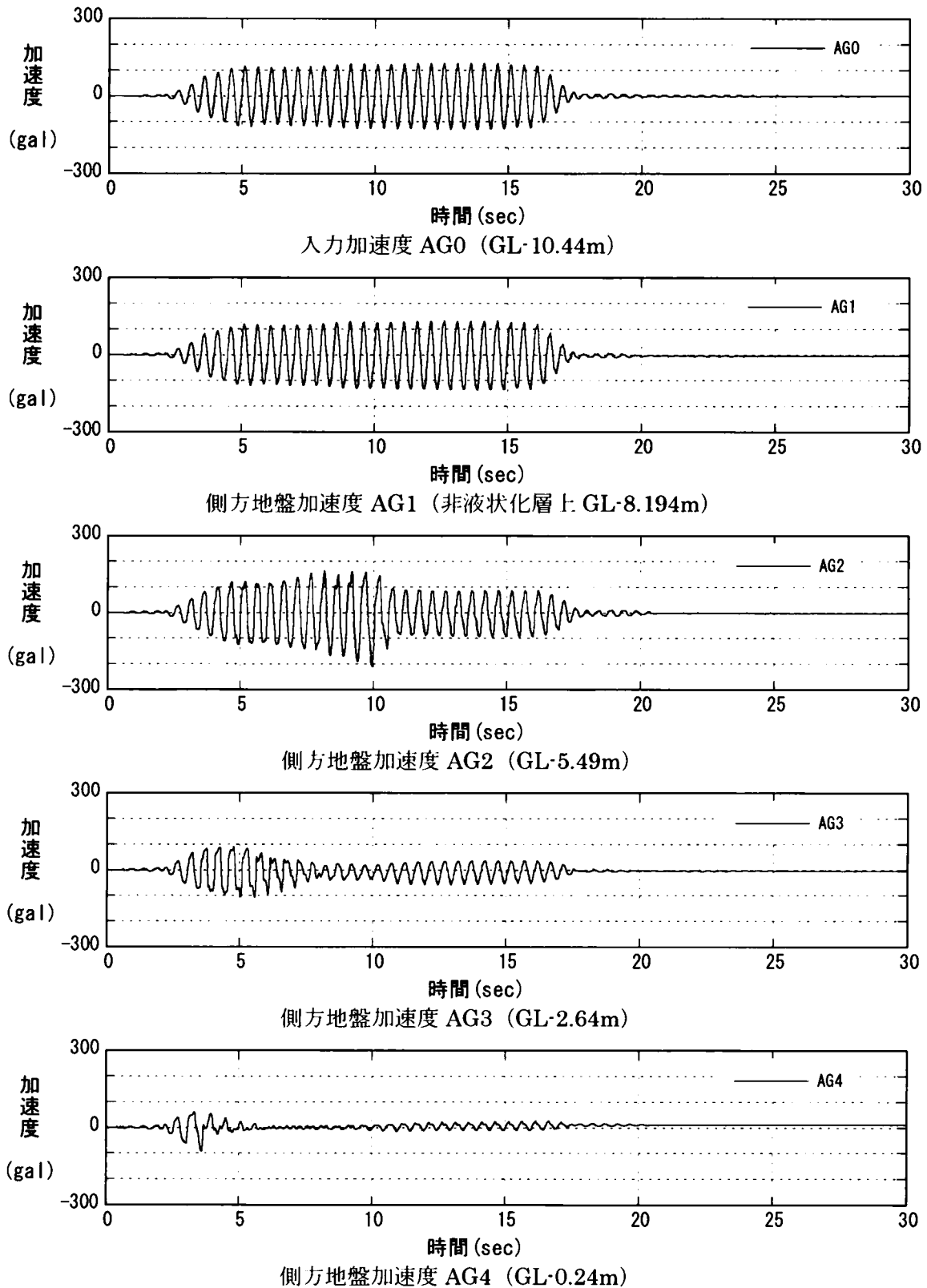
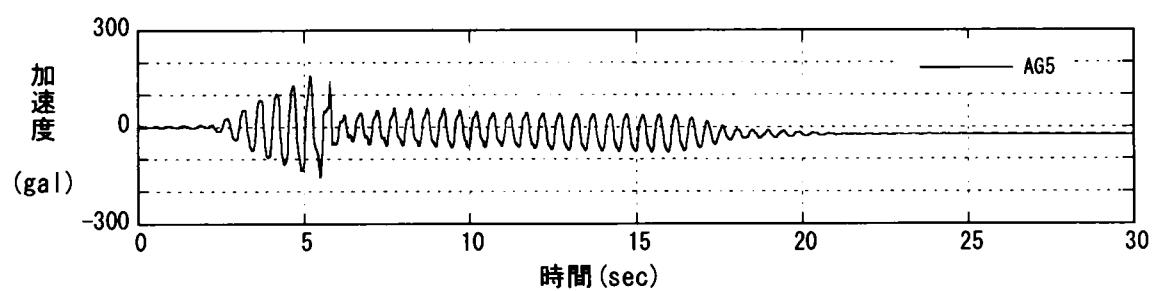
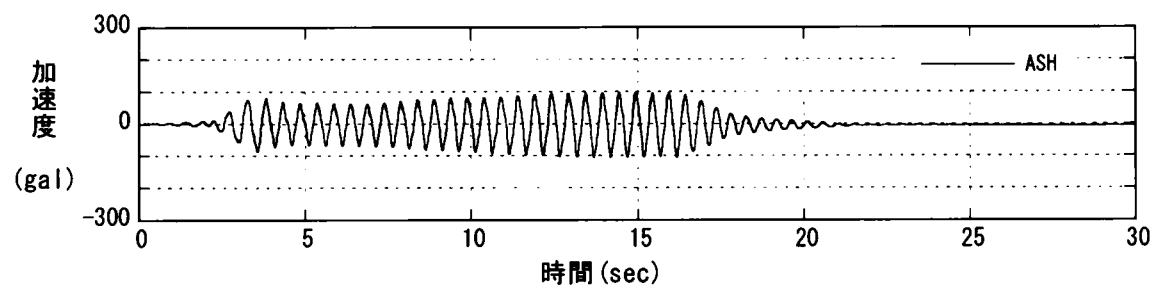


図 4.7-4 (1) 側方地盤の水平加速度時刻歴 (実験-5)



壁内地盤加速度 AG5 (GL-5.49m)



構造物水平加速度 ASH

図 4.7-4(2) 壁内地盤および構造物水平加速度時刻歴 (実験-5)

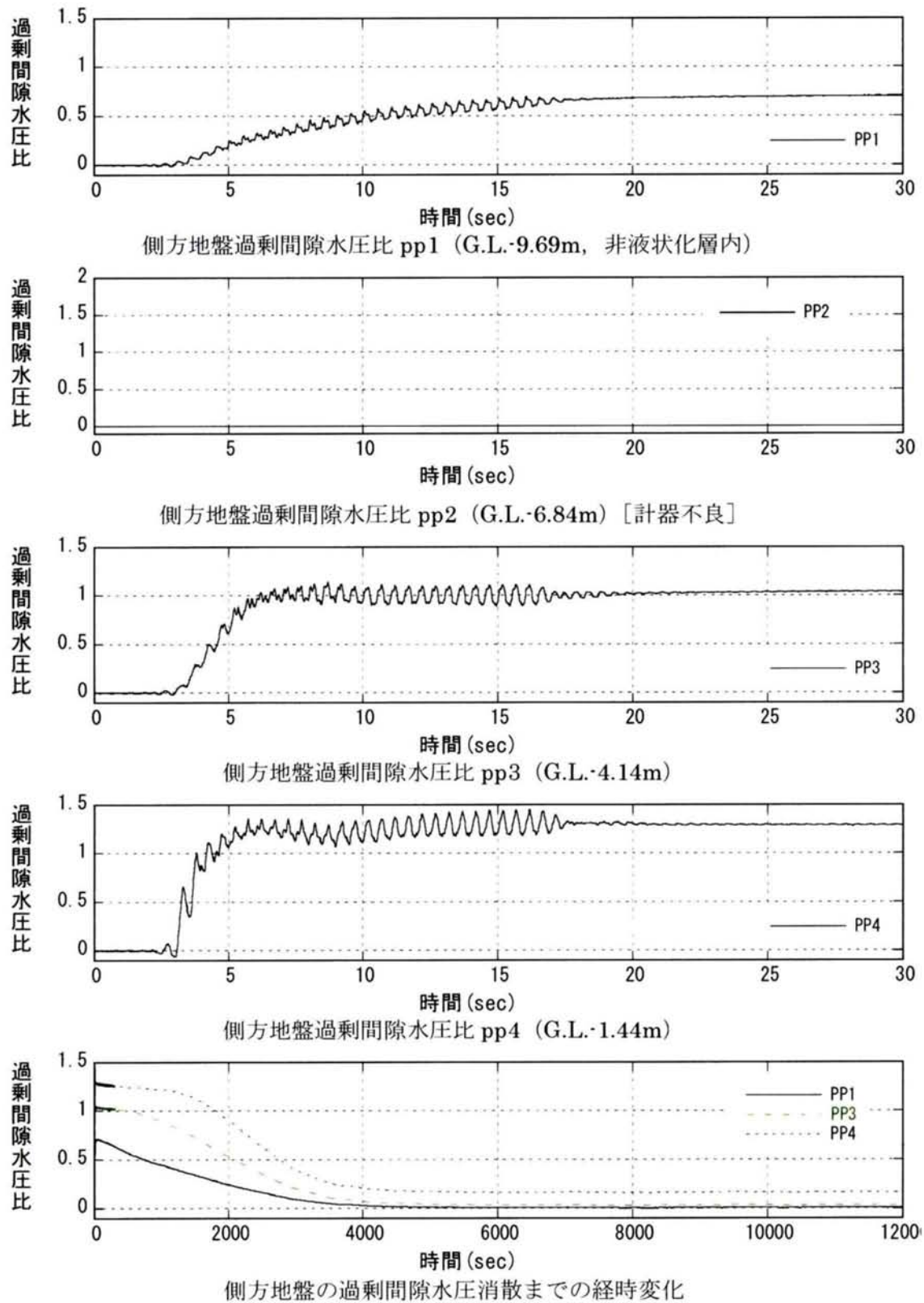


図 4.7-5(1) 側方地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-5)

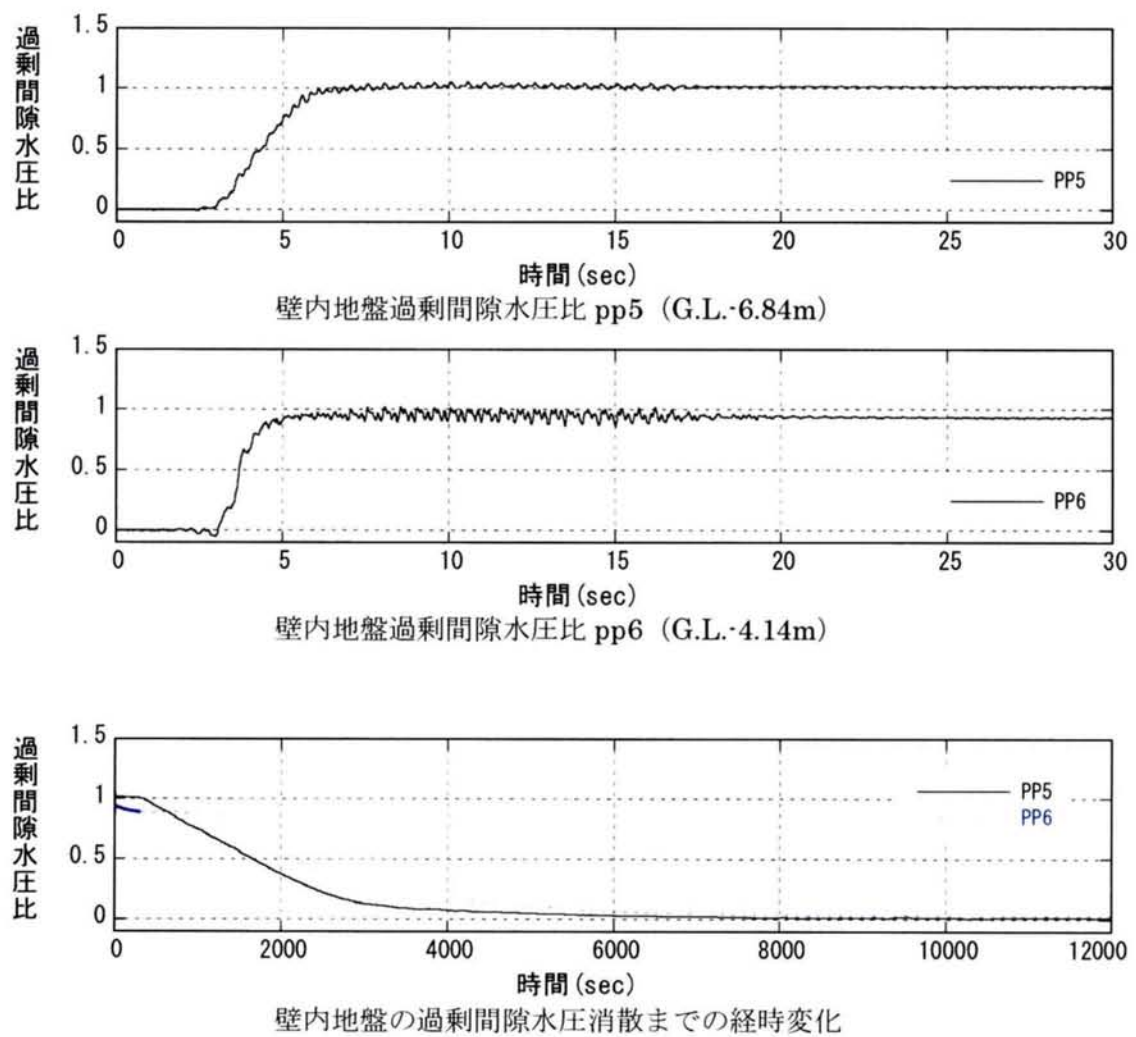


図 4.7-5 (2) 壁内地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-5)

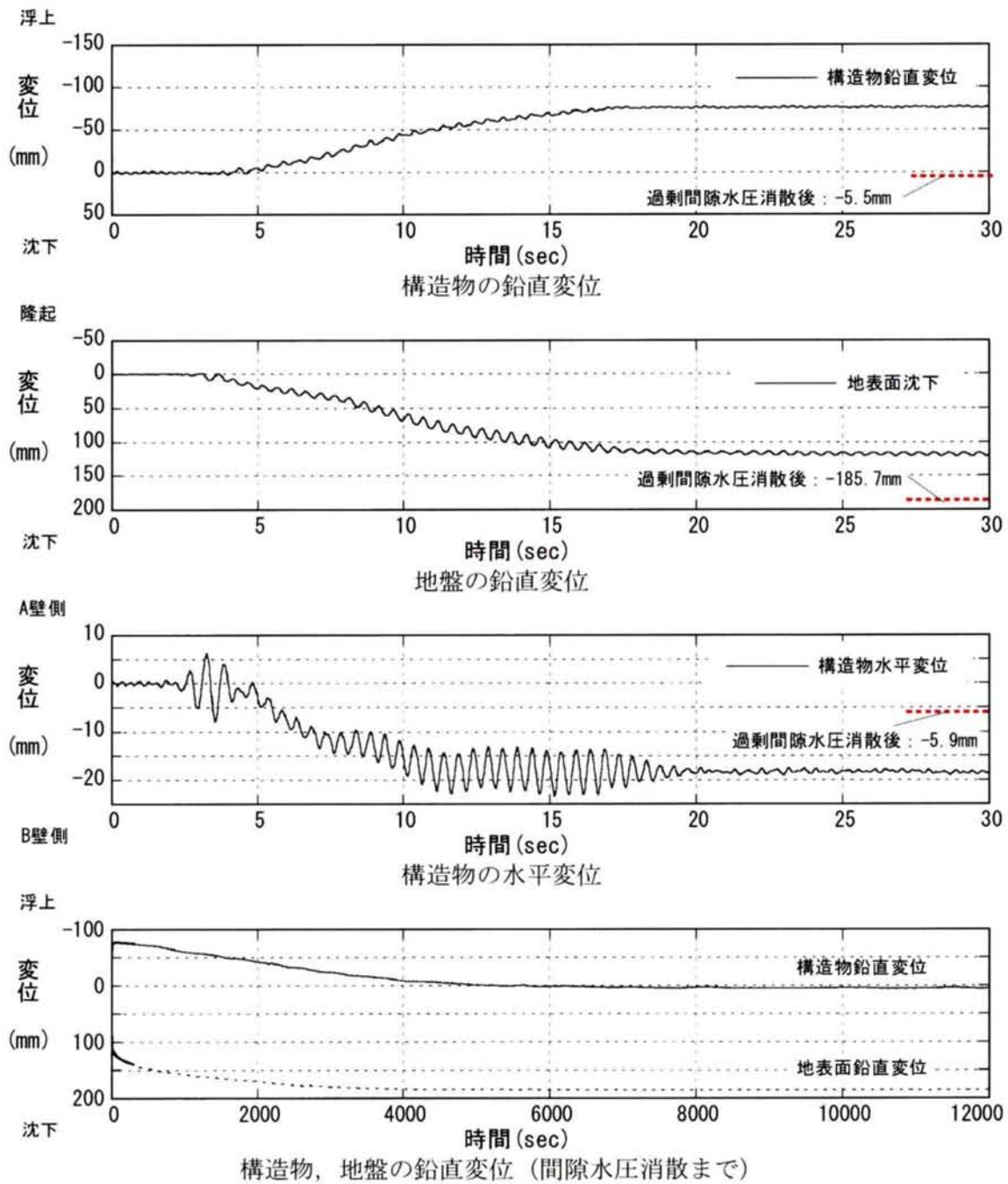


図 4.7-6 構造物、地盤の変位の時刻歴 (実験-5)

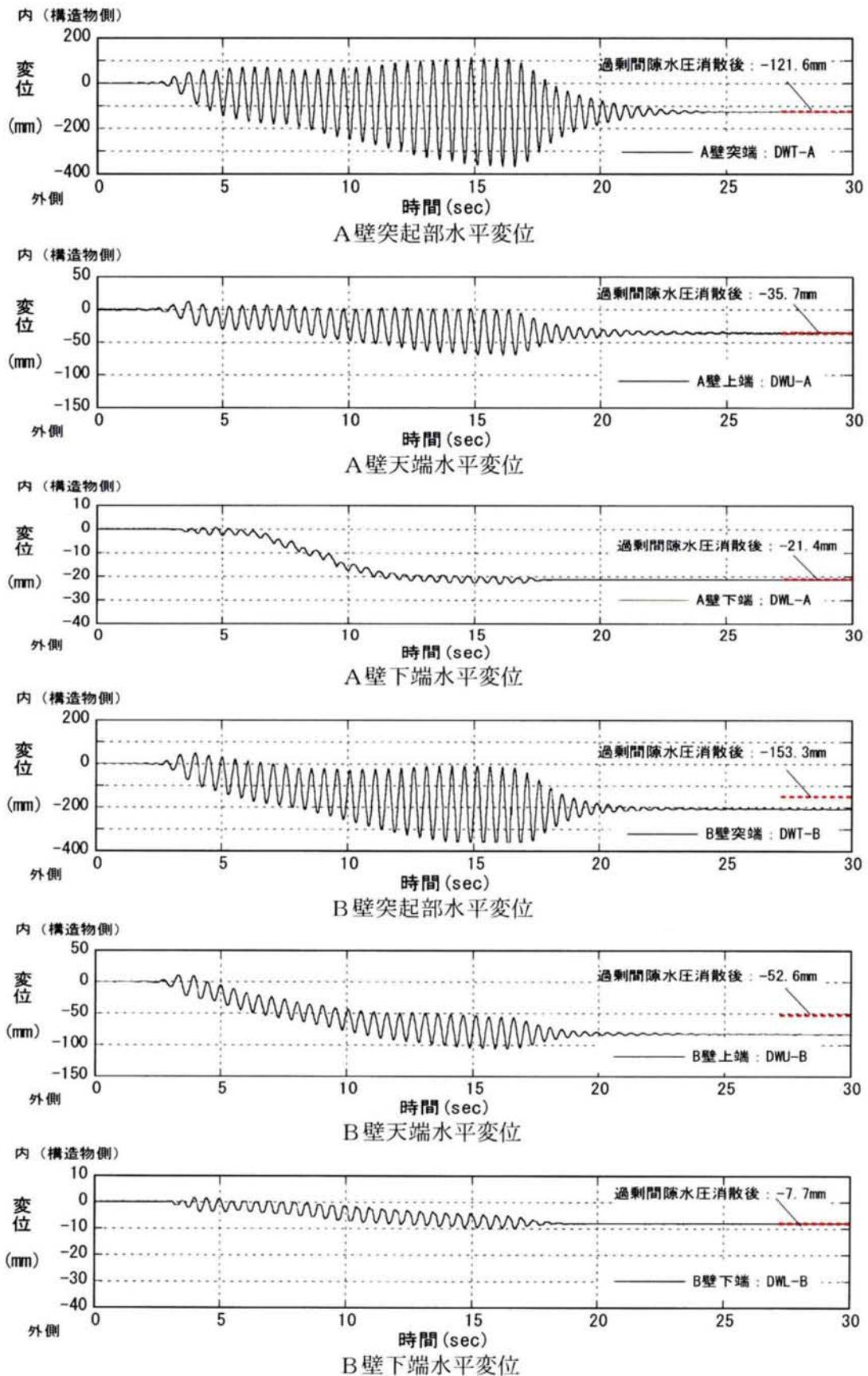


図 4.7-7 対策工（壁）の水平変位の時刻歴（実験-5）

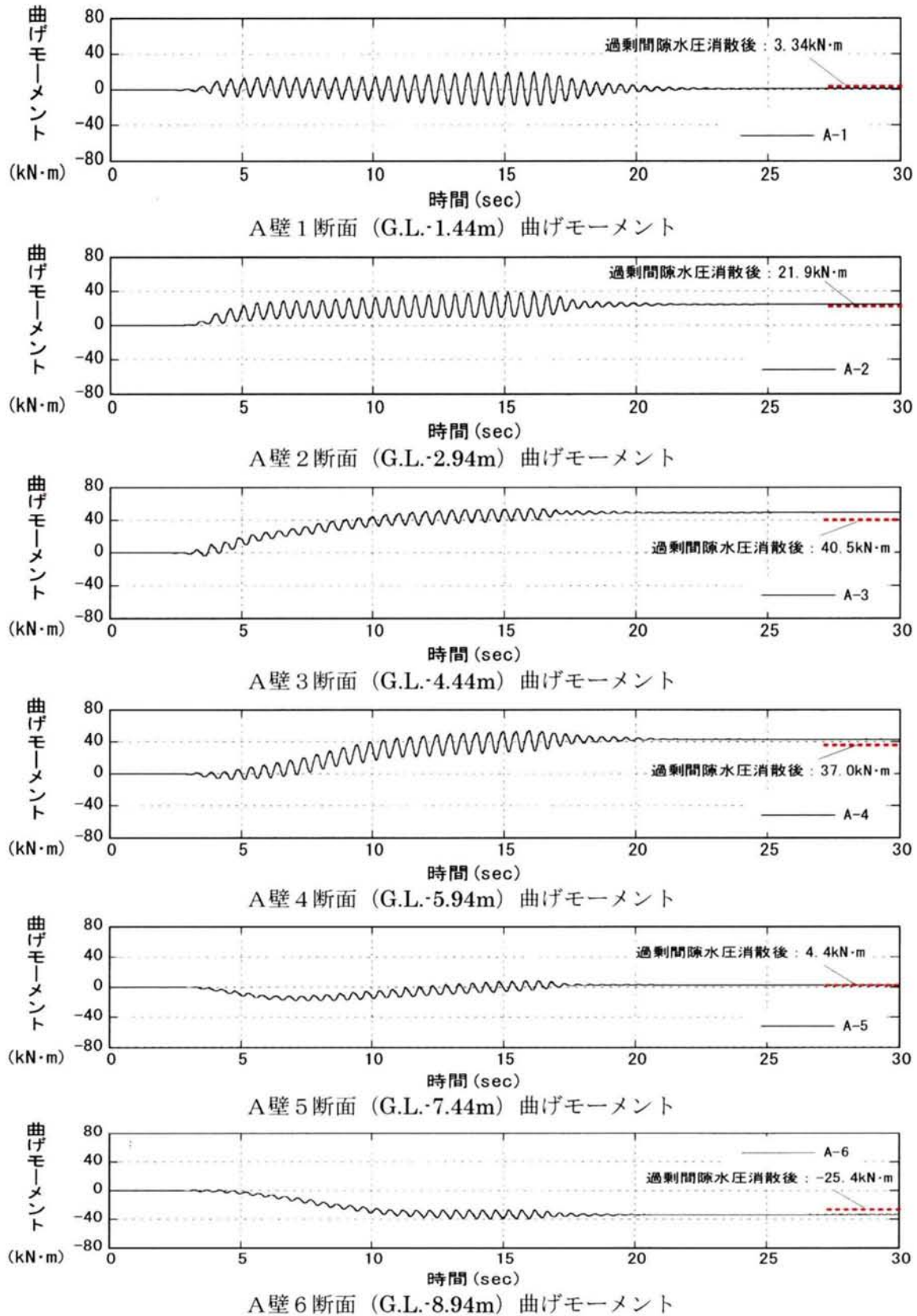


図 4.7-8(1) 対策工 (A 壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-5)

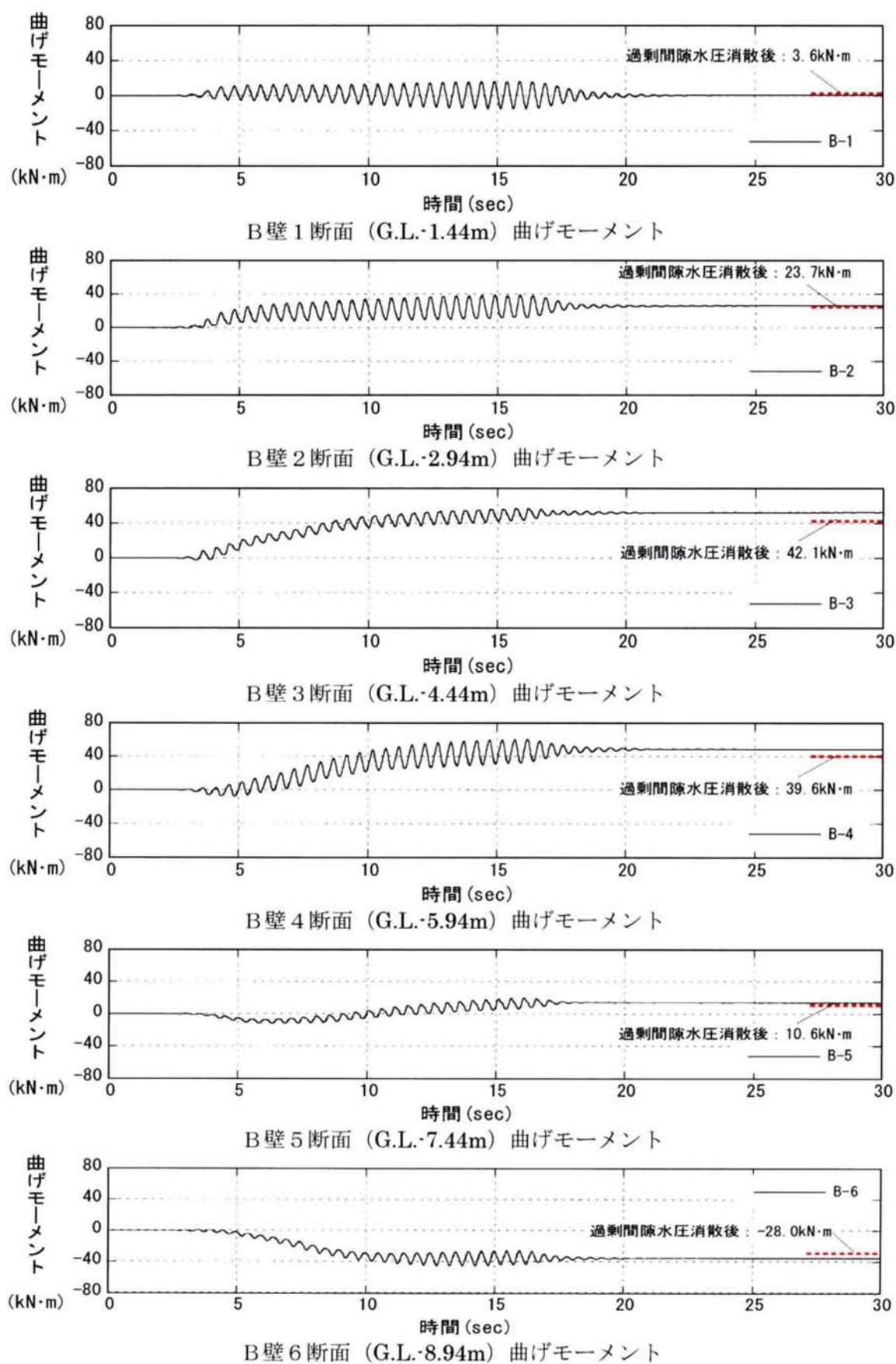


図 4.7-8(2) 対策工 (B壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-5)

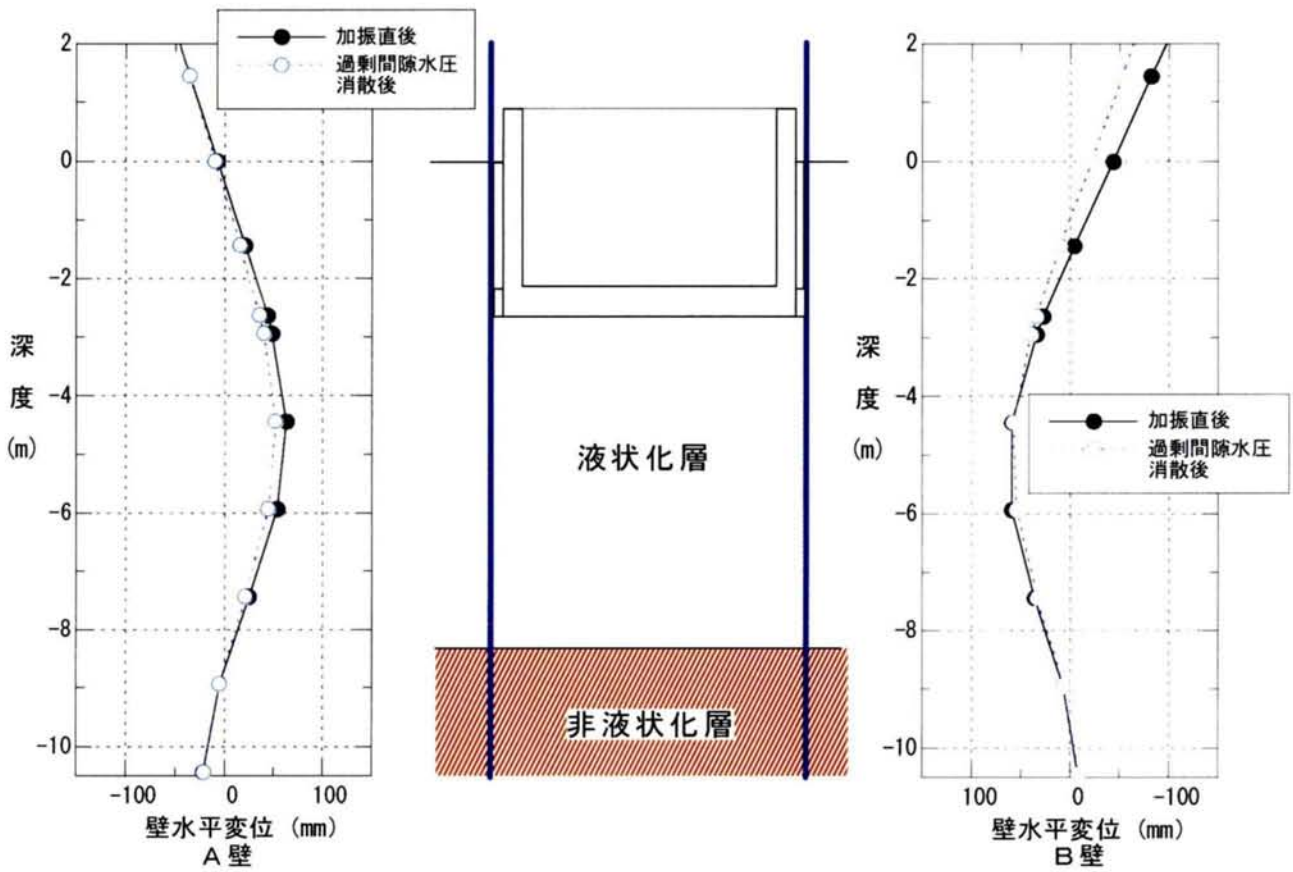


図 4.7-9 対策工（壁）の変形（実験-5）

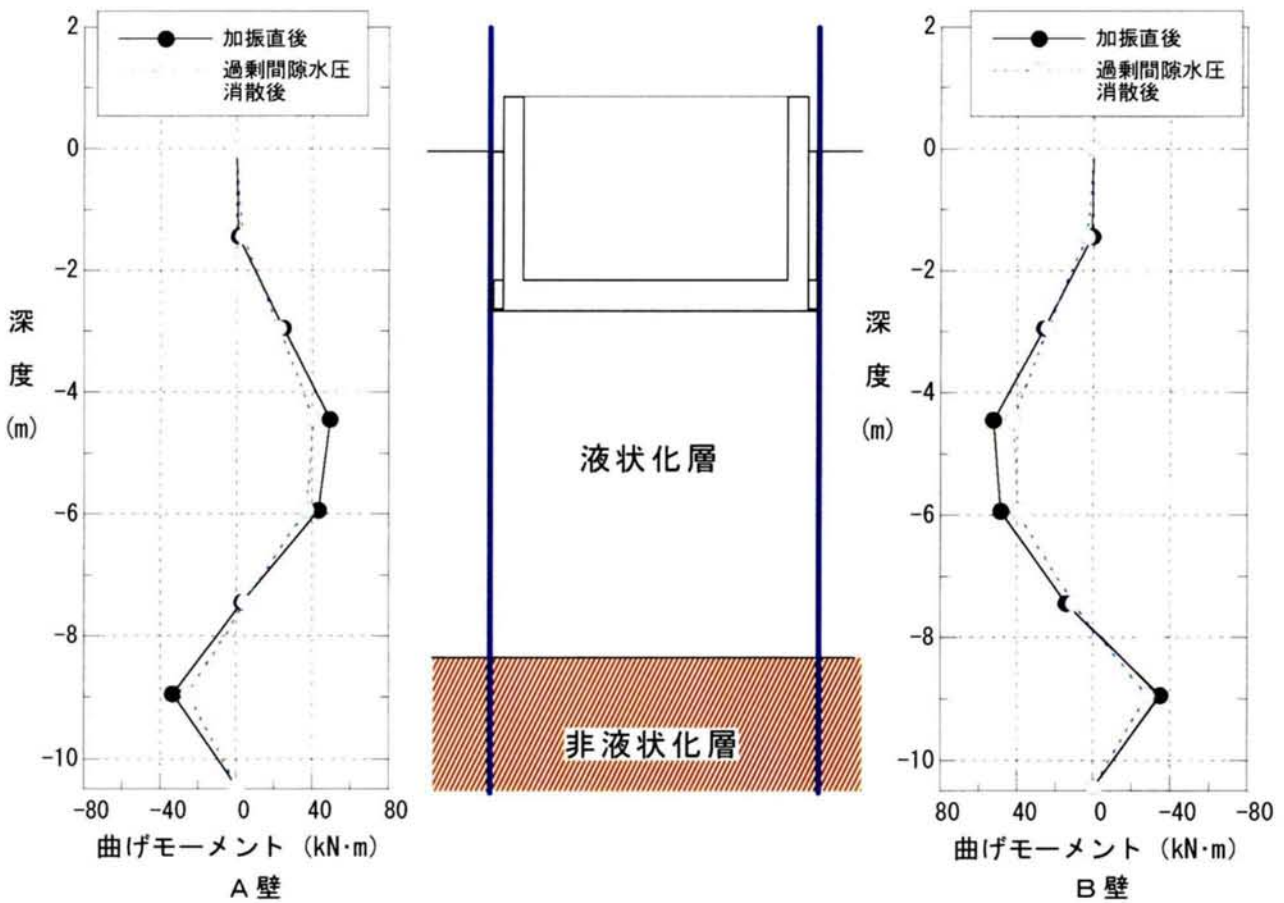


図 4.7-10 対策工（壁）の曲げモーメント分布（実験-5）

4-8-1 実験概要 (実験-6, 実験-7)

(1) 実験模型

実験モデル図を図 4.8-1 に示す。非液状化層は 50mm (実物換算 1.5m)、その上に液状化層が 248mm (実物換算 7.44m) 存在するものとした。



(2) 計測概要

実験における計測項目を表 4.8-1 に、遮水壁のひずみゲージの位置を図 4.8-2 に示す。

表 4.8-1 計測項目一覧（実験-6、実験-7）

| 計測項目 | 計測点数 | 備 考 |
|-----------|--|-------------------------------------|
| 水平加速度 | 入力：1 側方地盤内：4 壁内地盤内：1 構造物：1 | |
| 遠心加速度 | 1 | |
| 地盤の間隙水圧 | 側方地盤内：4 壁内地盤内：2 | 側方地盤内のうちの 1 つは非液状化層内に設置 |
| 変位 | 側方地盤鉛直変位：1 構造物鉛直変位：1 構造物水平変位：1 壁水平変位：天端 2+2 下端 2 | 壁下端：東京測器製 CDP-25 他：キーエンス製レーザー変位計 |
| 壁曲げ歪み | A 壁：5 断面 B 壁：5 断面 | 位置は、図 4.8-2 参照 |
| 地盤の S 波速度 | 2 深度 | 液状化層，非液状化層各 1 |

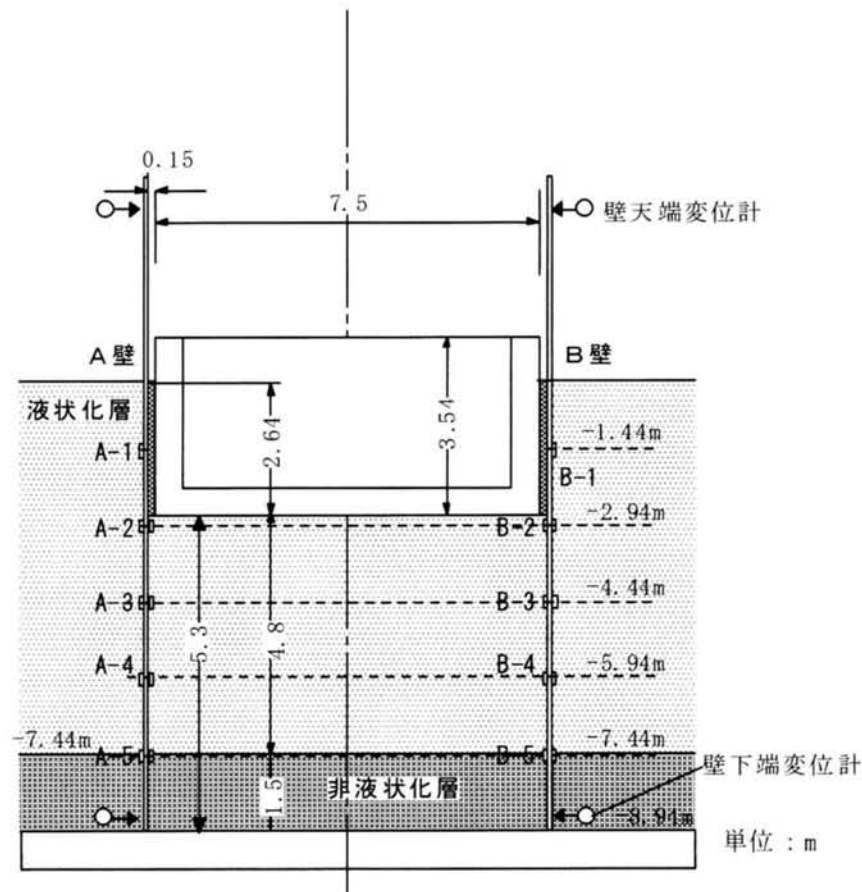


図 4.8-2 歪みゲージの位置（実験-6，実験-7：寸法は実物換算）

4-8-2 実験結果（実験-6、実験-7）

遠心加速度 $30g$ 下において、振動実験を行った。入力波は、実物換算で $200gal$ 、振動数 $2Hz$ 、定常 25 波の正弦波とした。実験-6 の加速度、過剰間隙水圧比、変位、壁の曲げモーメントの時刻歴を図 4.8-3～4.8-7 に示し、実験-7 のものを図 4.8-10～4.8-14 に示す。計測は、実物換算で 300 秒間行ったが、時刻歴は、加振中とその直後の状態がわかるように 30 秒間のものを主に示した。また、変位や壁の曲げモーメントについては、過剰間隙水圧が消散した時点の値を併せて示した。変位は、壁の内側に向かう方を正、曲げモーメントは、壁の内側が引張りとなる向きを正とした。

実験-6 の非液状化層の過剰間隙水圧比は加振終了時に 0.94 とかなり大きな値であるが、非液状化層直上の加速度 ($AG1$) が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、少なくとも側方地盤においては、完全な液状化には至らなかったと判断できる。また、実験-7 では非液状化層の過剰間隙水圧比は 0.83 であり、液状化は起こしていない。液状化層は、過剰間隙水圧がいずれも 1 に達しており、完全に液状化に至っているものと判断される。このため、液状化層内に設置した加速度計の応答は、入力に比較して小さな値にとどまっている。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、実験-6 は最大で約 $36mm$ (模型寸法で約 $1.2mm$)、実験-7 は最大で約 $27mm$ (模型寸法で約 $0.9mm$) 浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により沈下を生じ、最終的には実験-6 で約 $25mm$ 、実験-7 で約 $19mm$ の浮き上がりとなった。

壁の変形および曲げモーメント分布図を実験-6 は図 4.8-8 と図 4.8-9 に示し、実験-7 は図 4.8-15 と図 4.8-16 に示す。変位は壁の内側に向かうほうを正、曲げモーメントは壁の内側が引張りとなる向きを正とした。曲げモーメントは、単位奥行き当たりの値で示した。壁の変位は、壁上端変位 ($DWL-A$, $DWL-B$) ならびに壁下端変位 ($DWL-A$, $DWL-B$) と計測された壁の曲げモーメントを折れ線でつないだ曲げモーメント分布を用いて求めた。図中、加振終了時とは時刻歴で 20 秒時点の値である。

壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると、実験-6 では $41mm$ (実測値 $36mm$)、実験-7 では $23mm$ (実測値 $27mm$) と、実測値とほぼ一致する値となった。

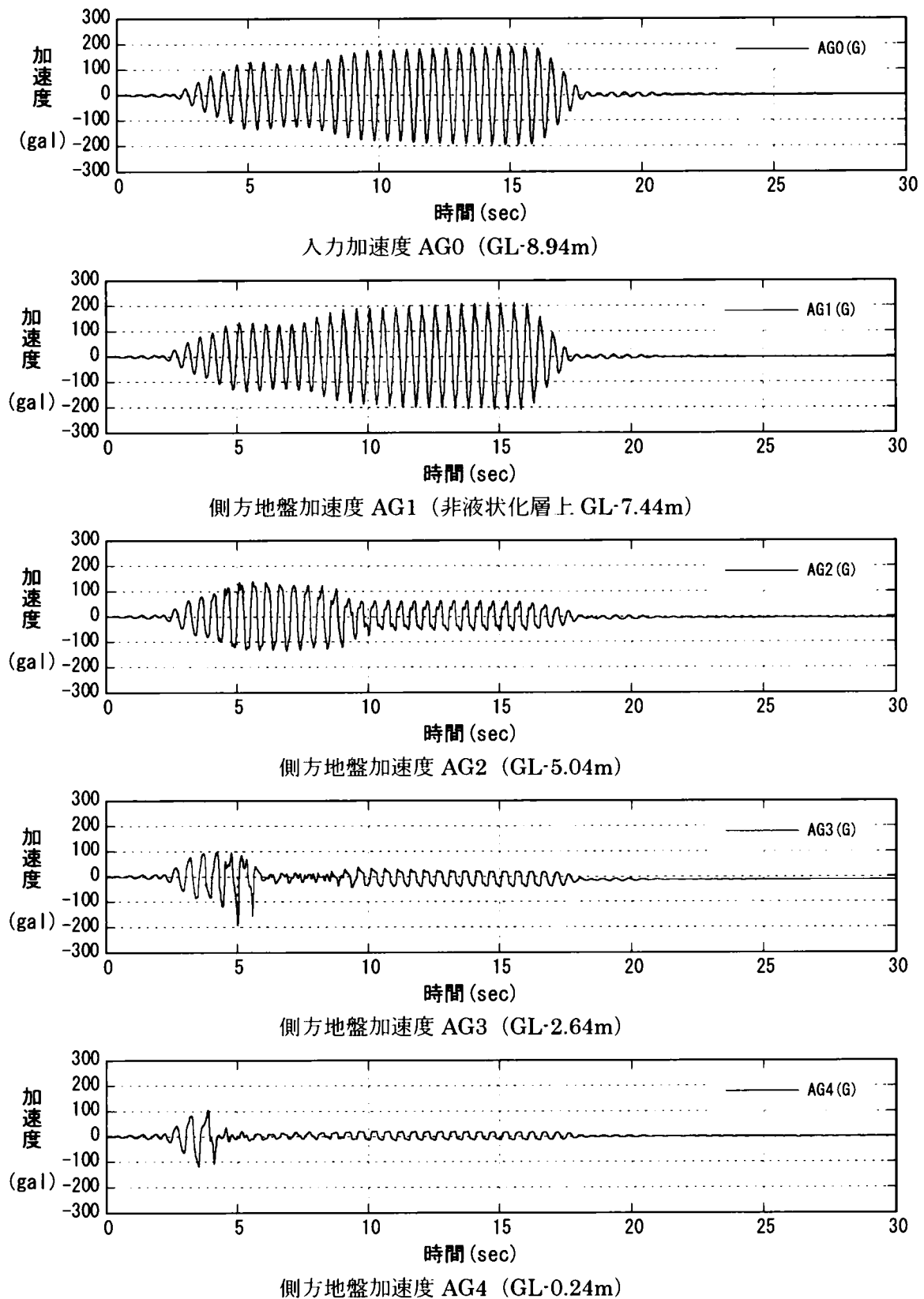
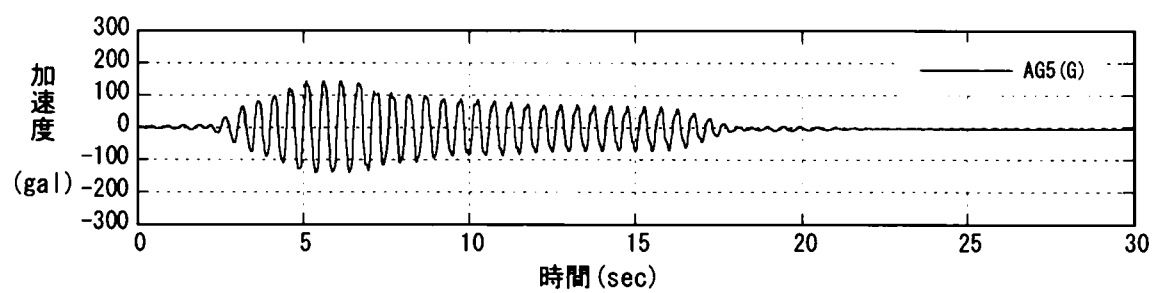
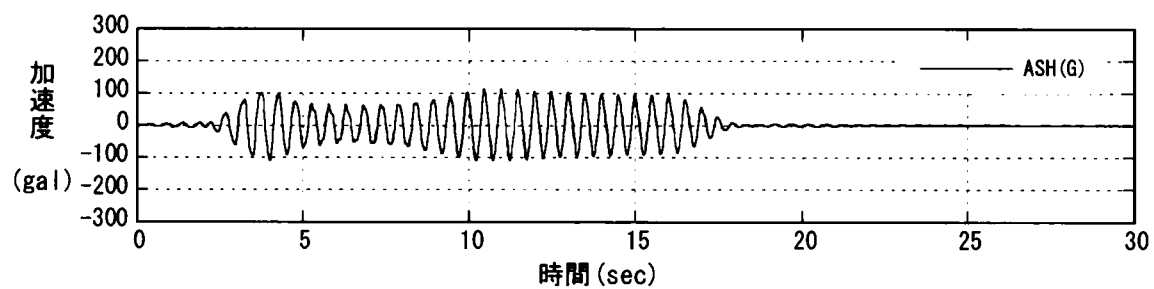


図 4. 8-3 (1) 側方地盤の水平加速度時刻歴 (実験-6)



壁内地盤加速度 AG5 (GL-5.04m)



構造物水平加速度 ASH

図 4.8-3(2) 壁内地盤および構造物水平加速度時刻歴 (実験-6)

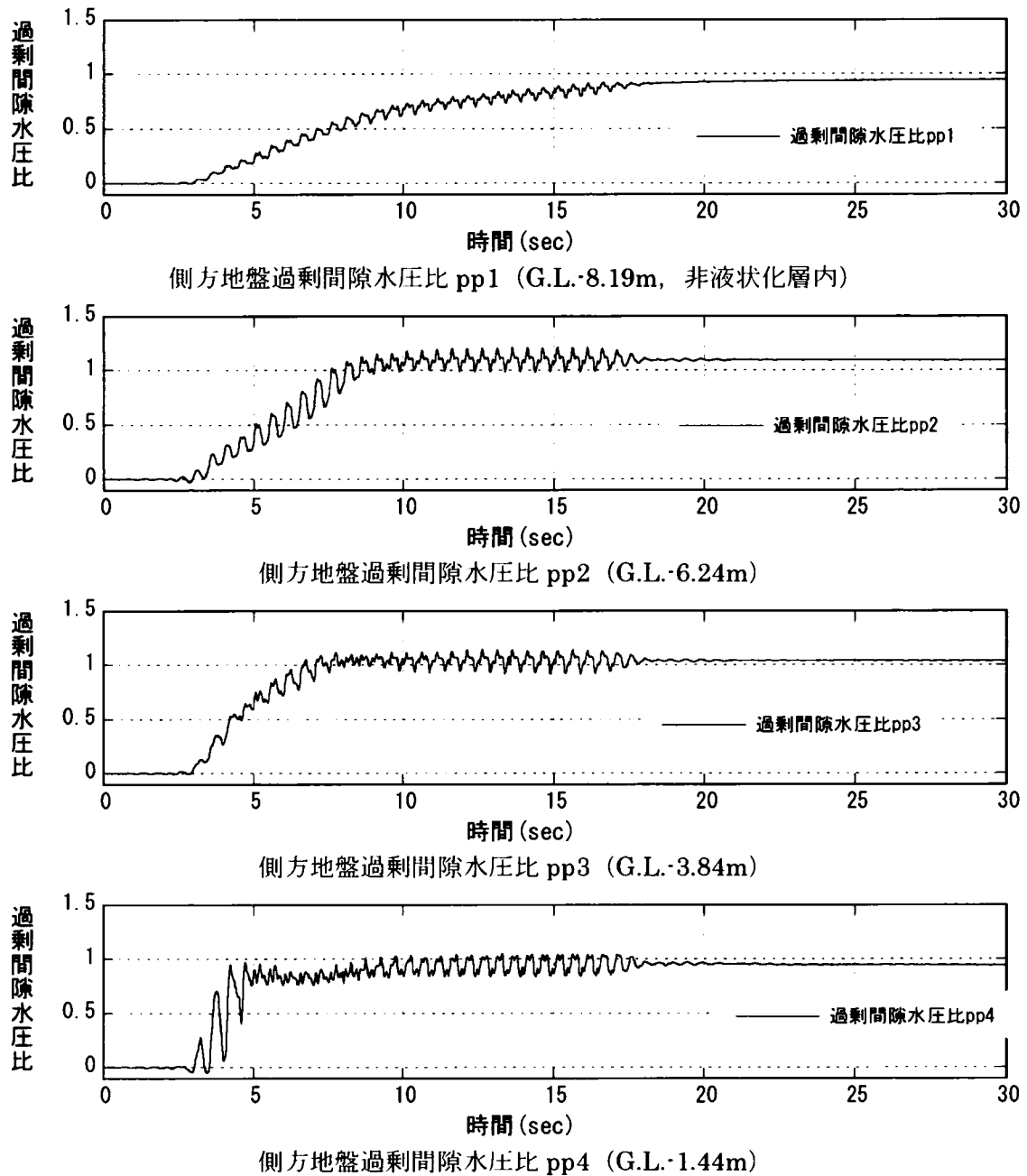
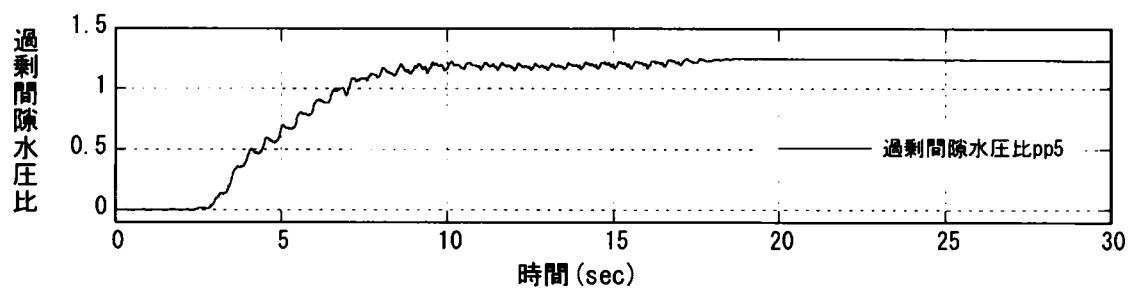
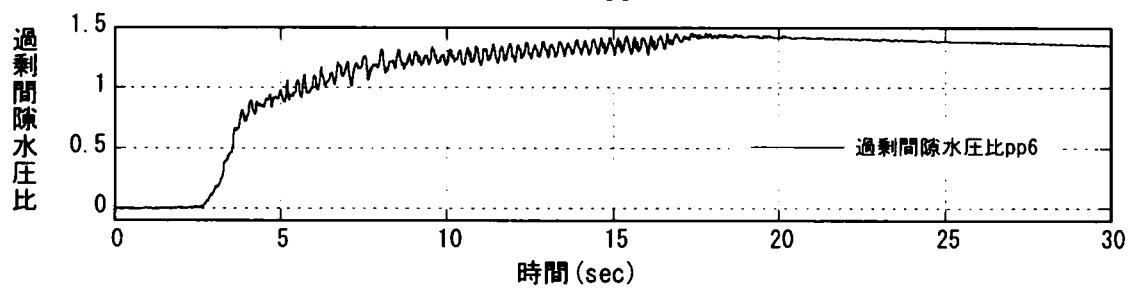


図 4.8-4(1) 側方地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-6)



壁内地盤過剰間隙水圧比 pp5 (G.L.-6.24m)



壁内地盤過剰間隙水圧比 pp6 (G.L.-3.84m)

図 4. 8-4 (2) 壁内地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-6)

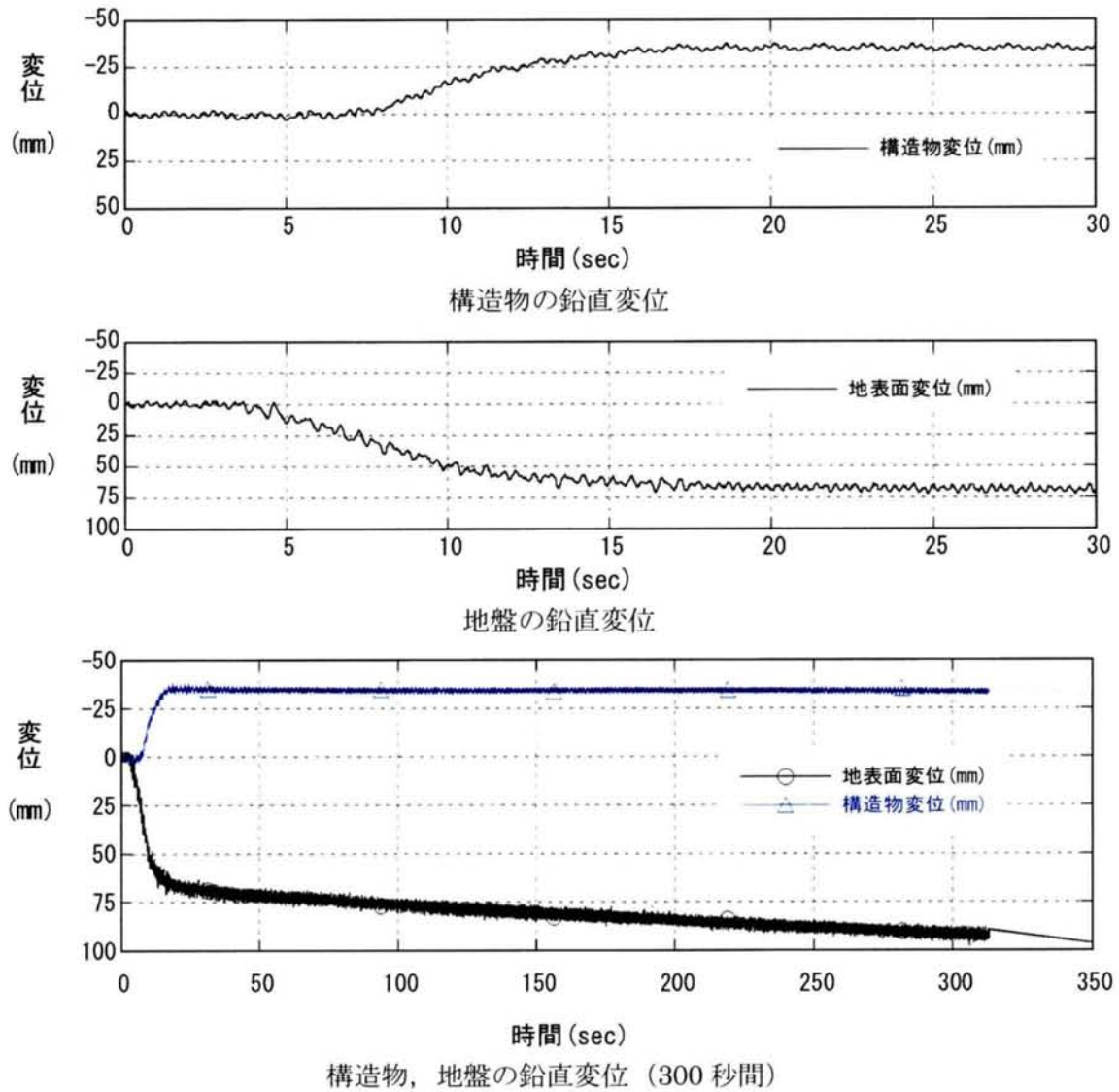


図 4.8-5 構造物，地盤の鉛直変位の時刻歴 (実験-6)

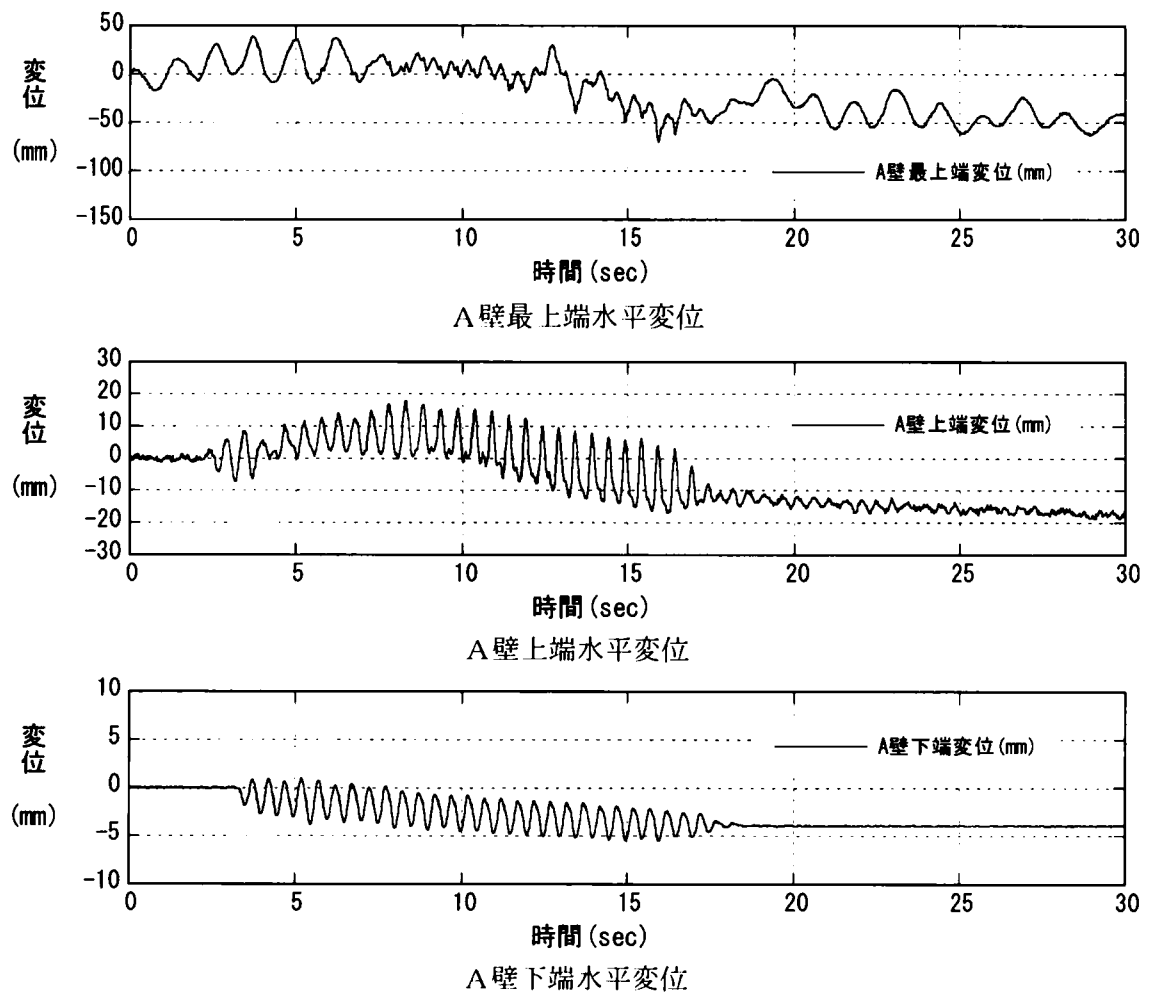


図 4.8-6(1) 対策工 (A 壁) の水平変位の時刻歴 (実験-6)

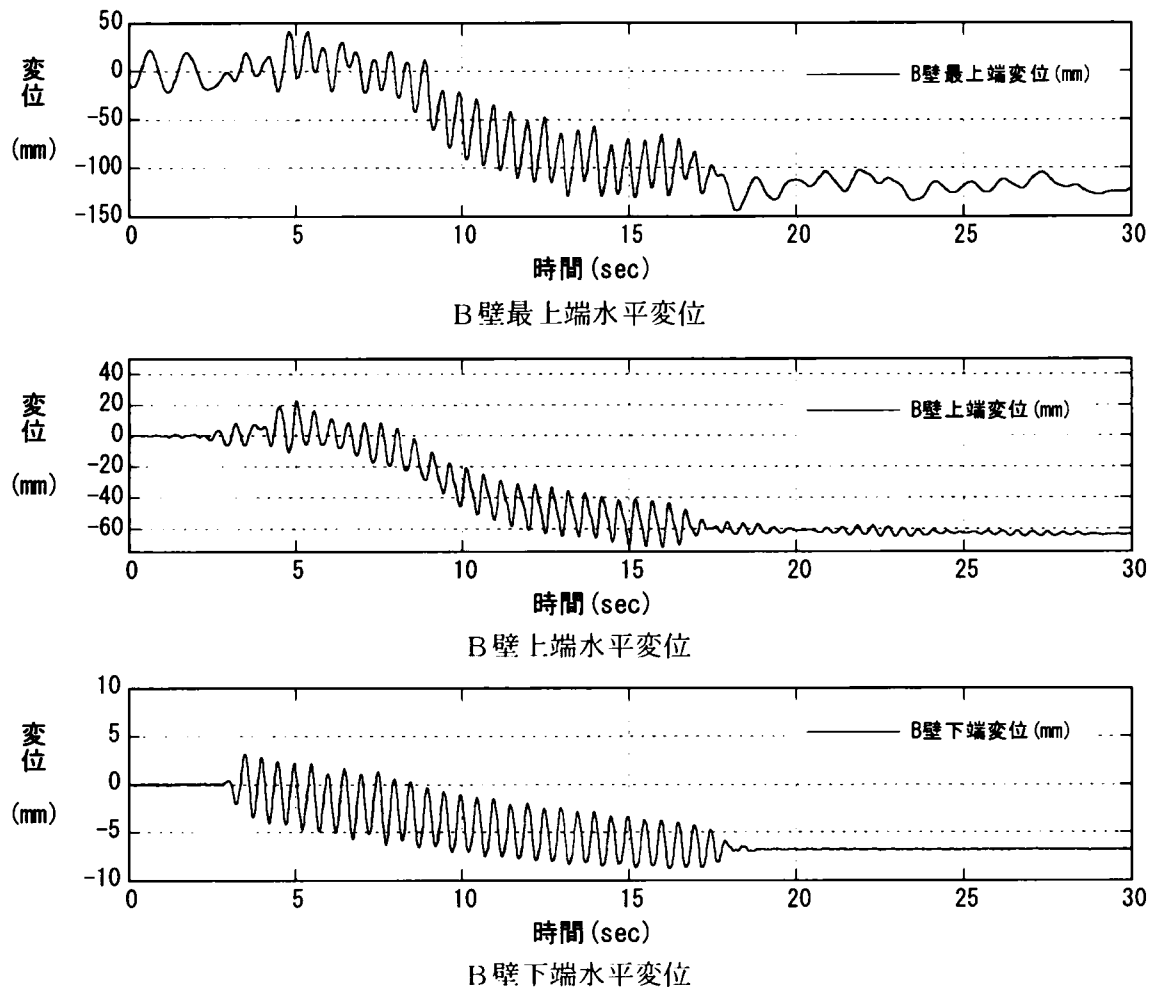
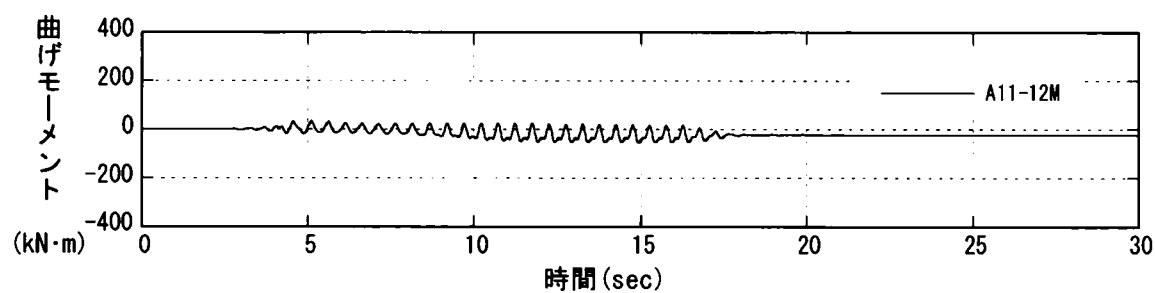
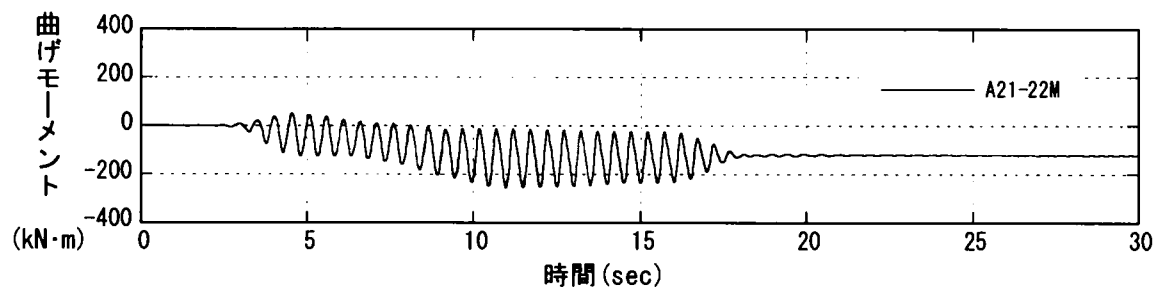


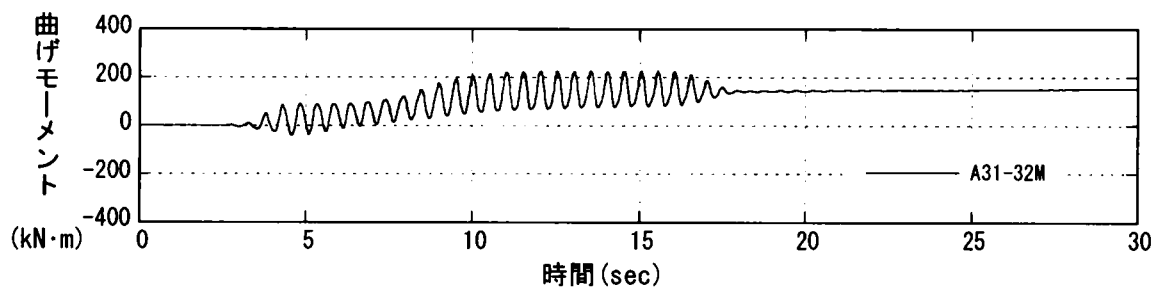
図 4.8-6(2) 対策工 (B 壁) の水平変位の時刻歴 (実験-6)



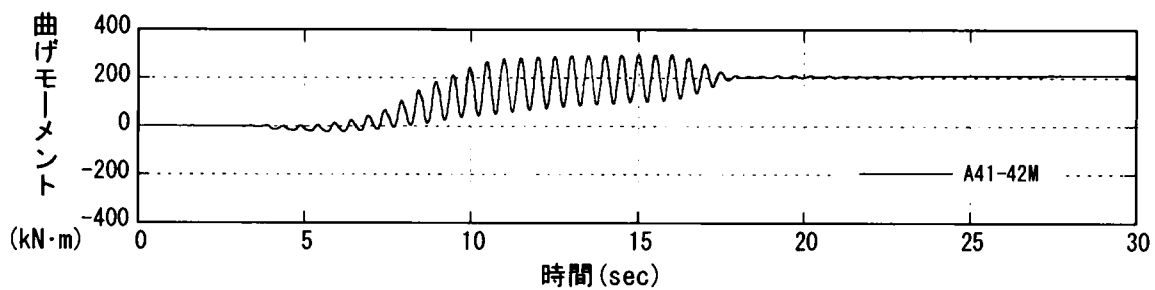
A壁1断面 (G.L.-1.44m) 曲げモーメント



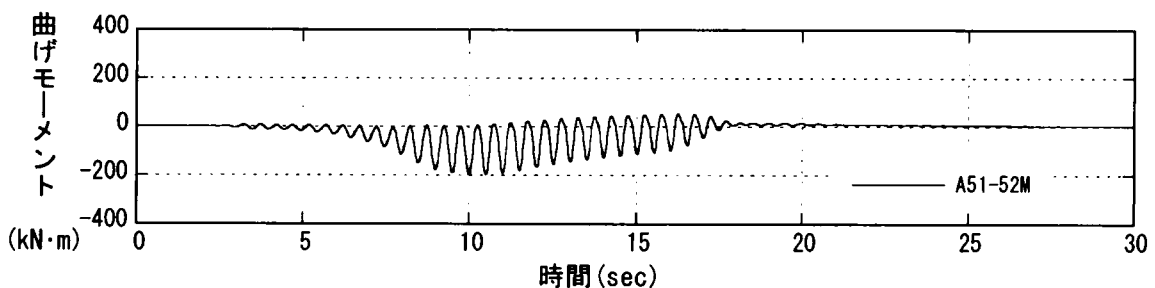
A壁2断面 (G.L.-2.94m) 曲げモーメント



A壁3断面 (G.L.-4.44m) 曲げモーメント



A壁4断面 (G.L.-5.94m) 曲げモーメント



A壁5断面 (G.L.-7.44m) 曲げモーメント

図 4. 8-7(1) 対策工 (A 壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-6)

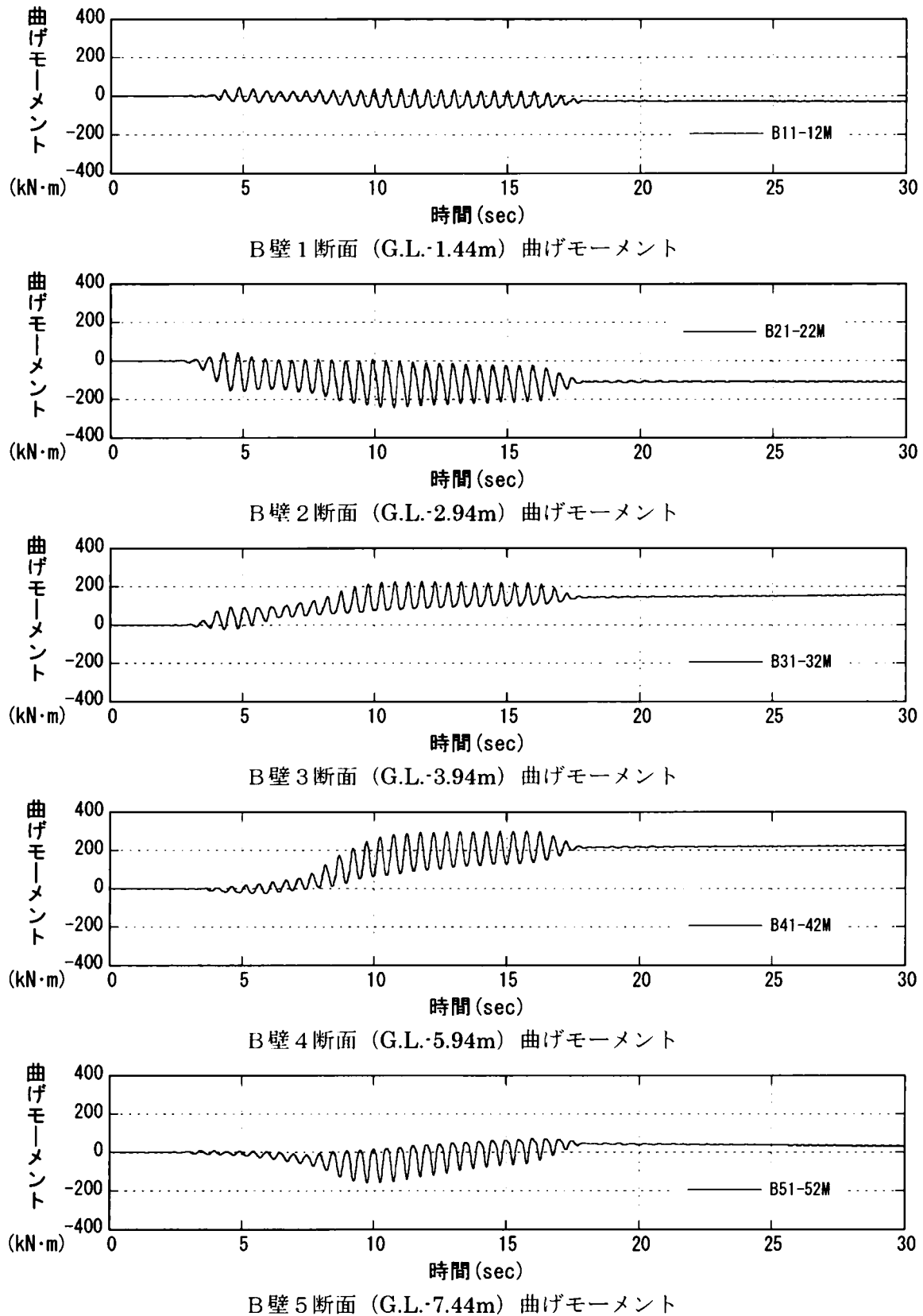
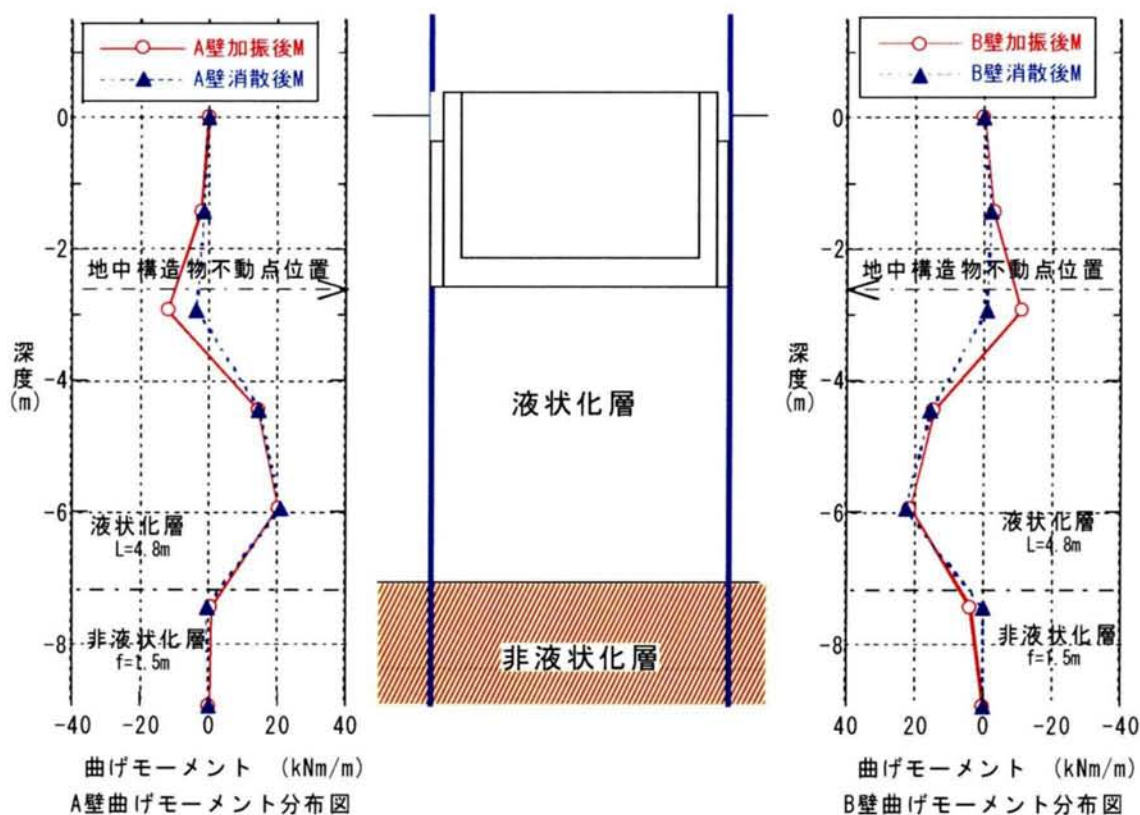
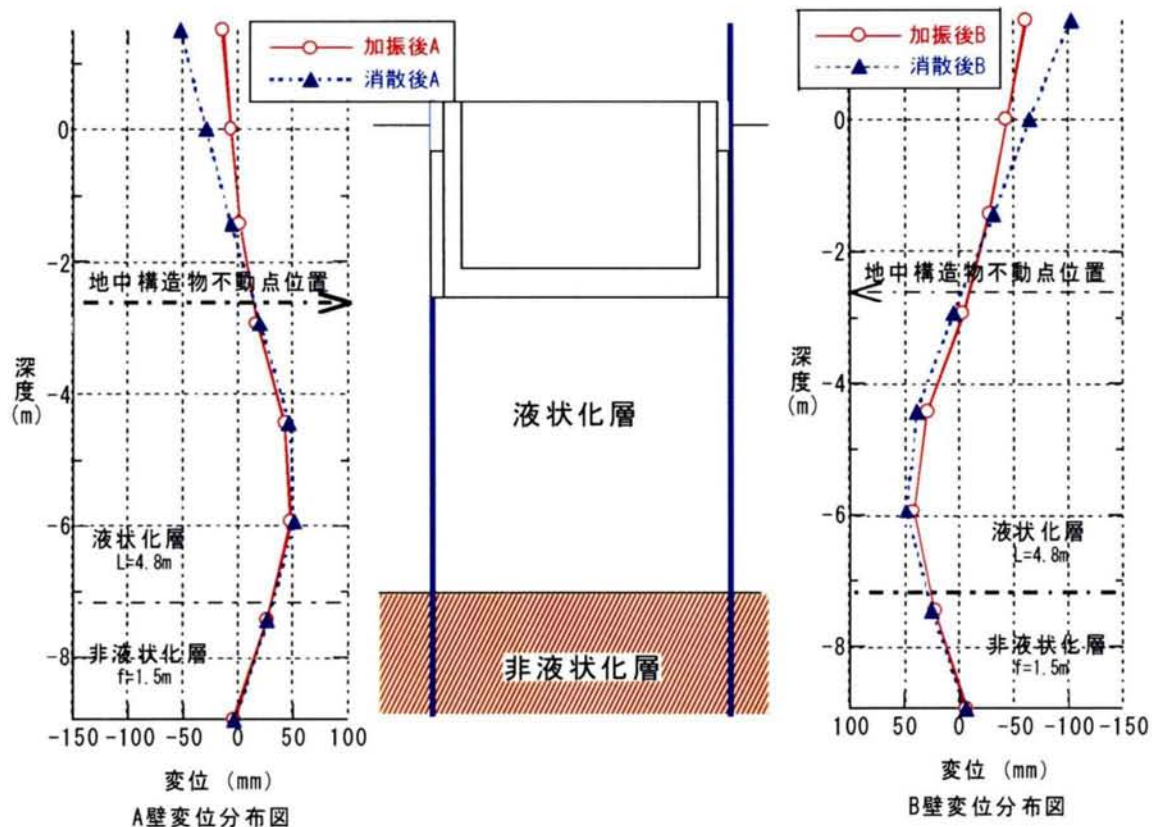


図 4. 8-7 (2) 対策工 (B 壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-6)



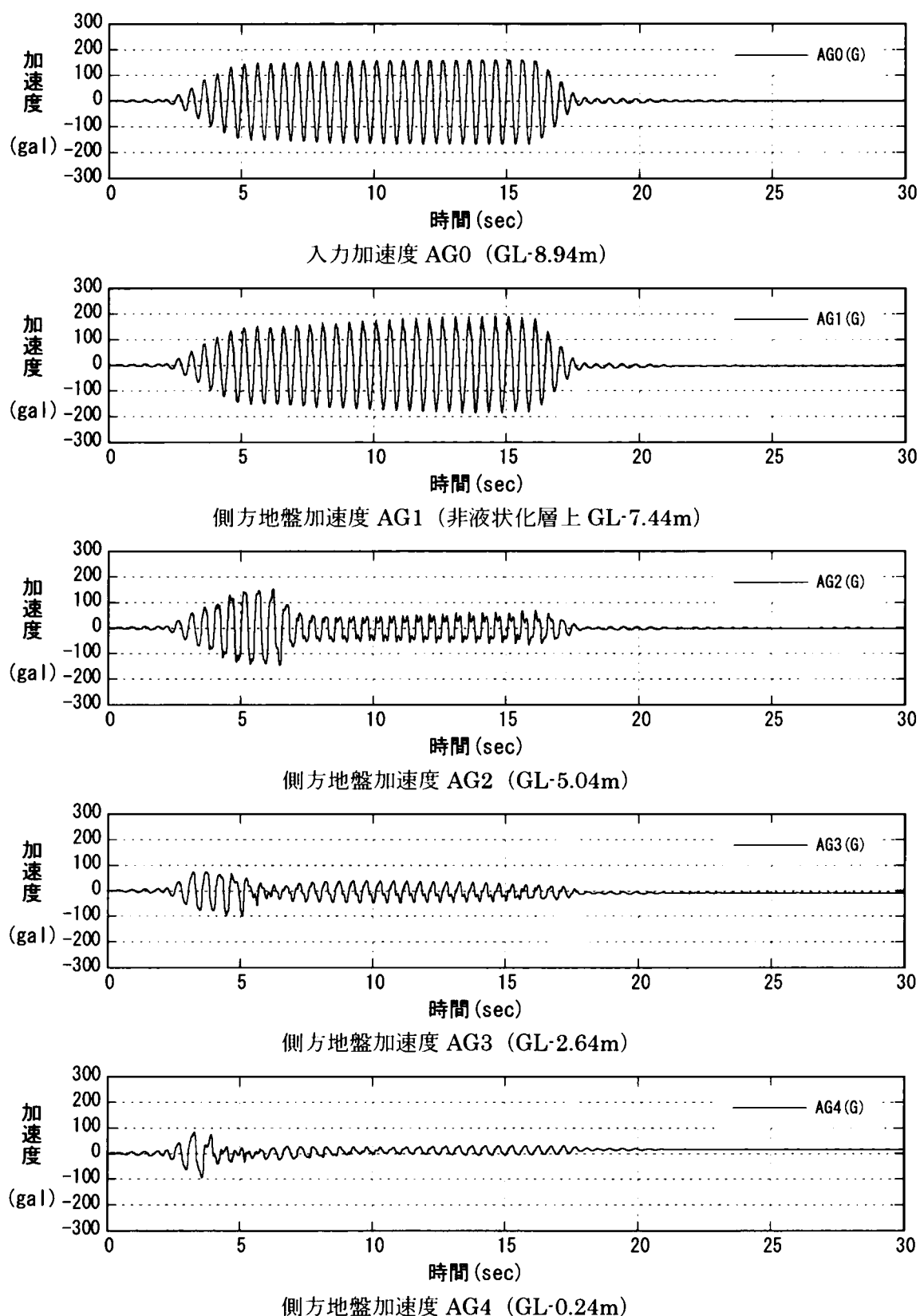
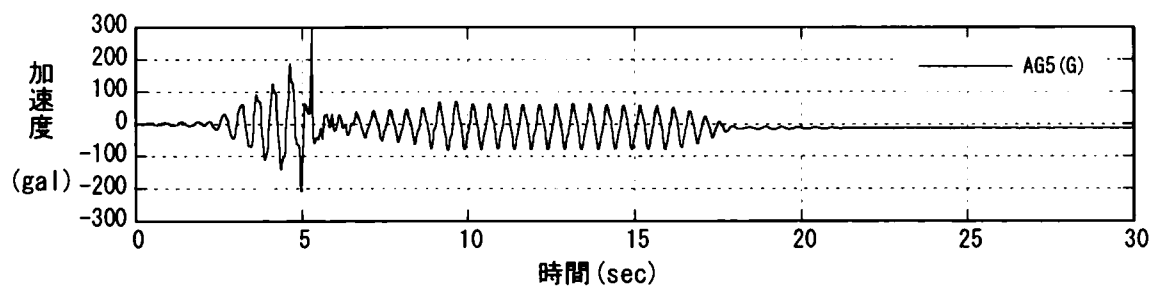
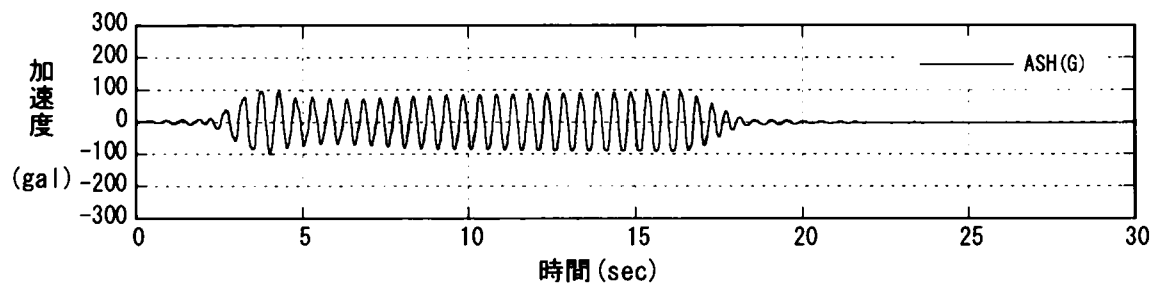


図 4.8-10(1) 側方地盤の水平加速度時刻歴 (実験-7)



壁内地盤加速度 AG5 (GL-5.04m)



構造物水平加速度 ASH

図 4.8-10(2) 壁内地盤および構造物水平加速度時刻歴 (実験-7)

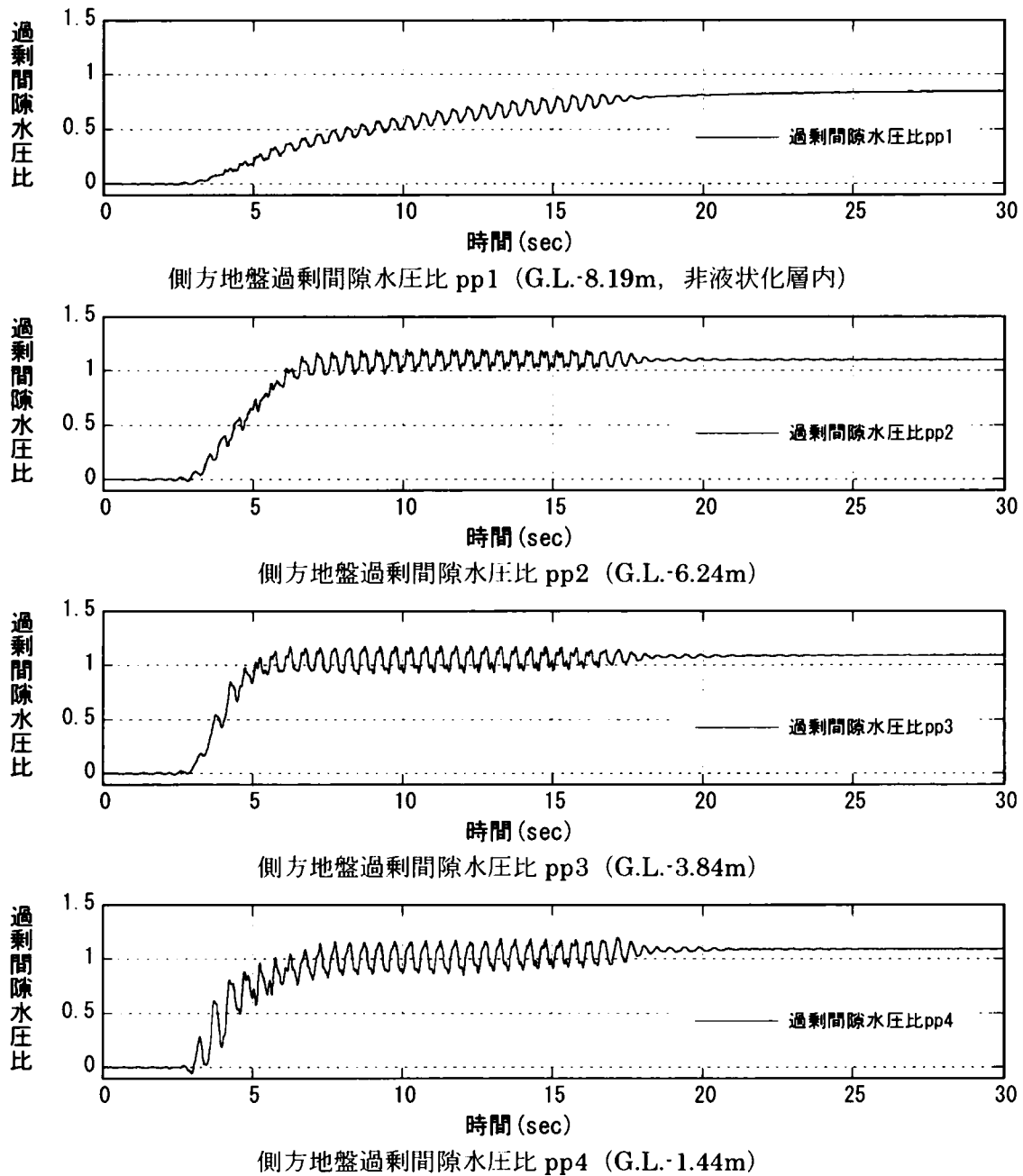


図 4.8-11 (1) 側方地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-7)

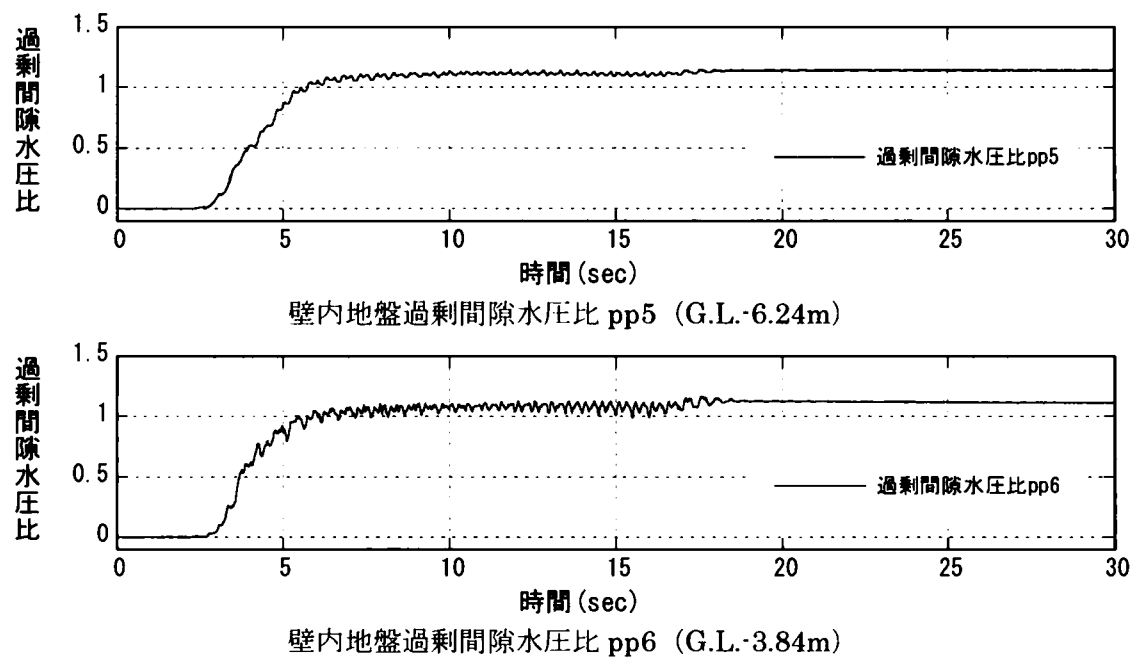


図 4.8-11(2) 壁内地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-7)

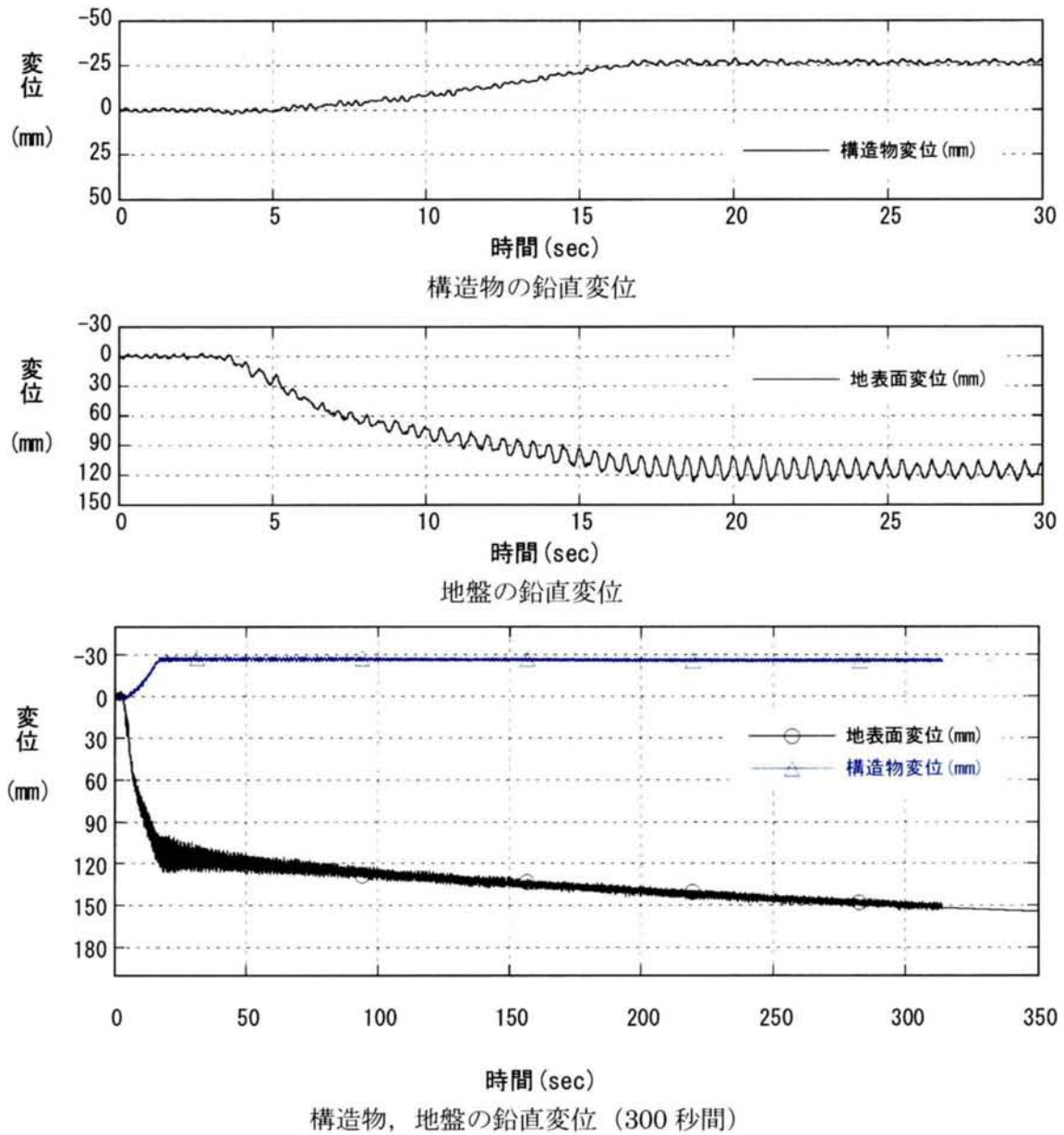


図 4.8-12 構造物、地盤の鉛直変位の時刻歴 (実験-7)

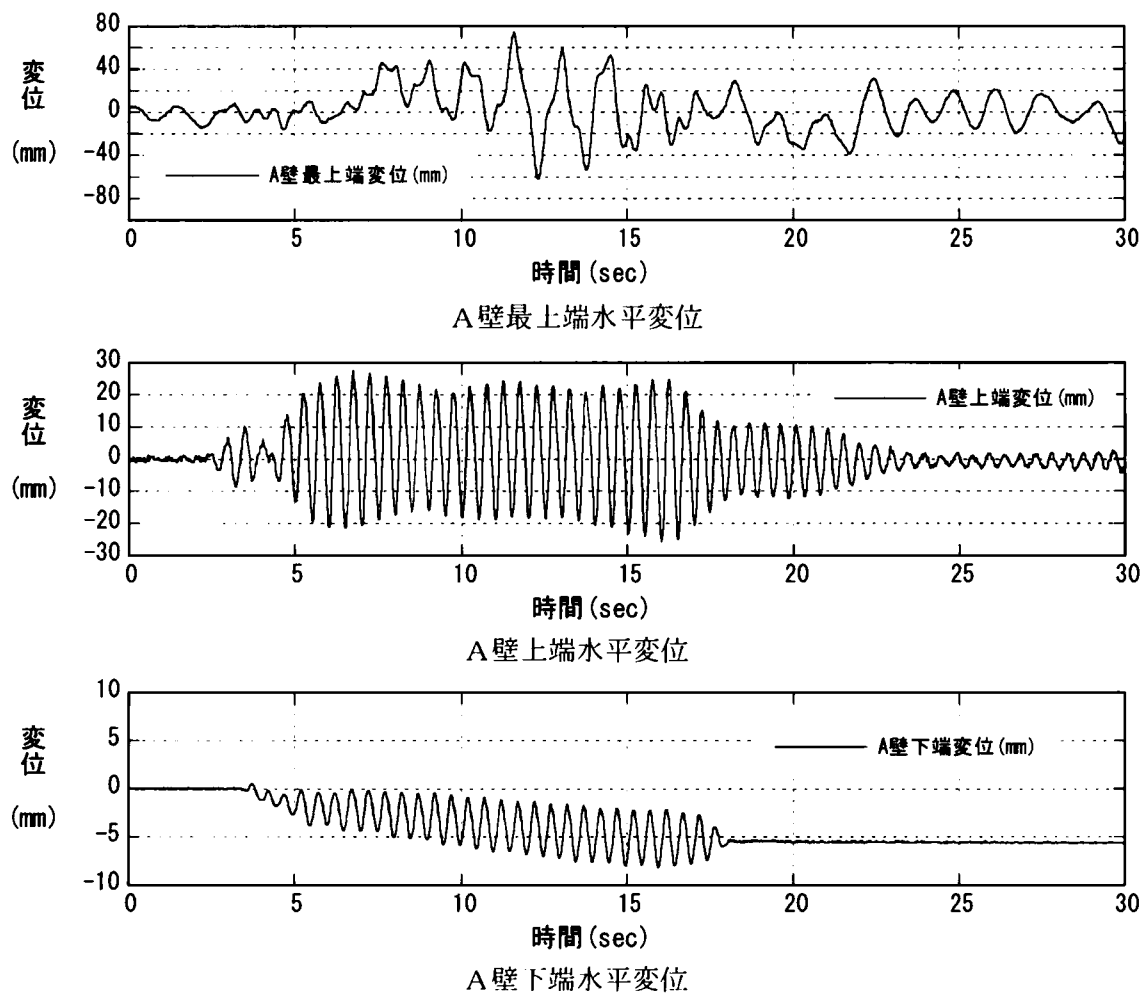


図 4.8-13(1) 対策工 (A 壁) の水平変位の時刻歴 (実験-7)

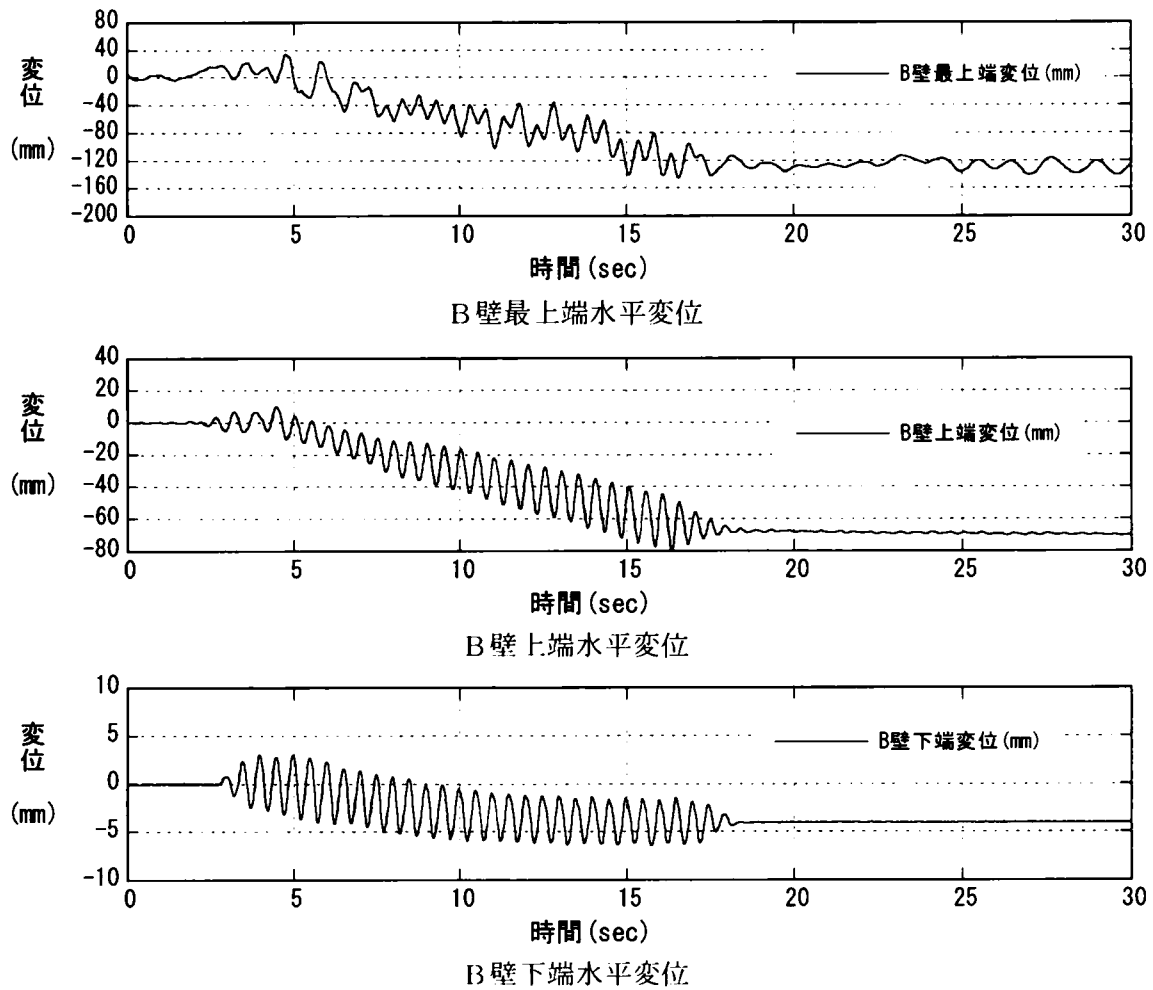
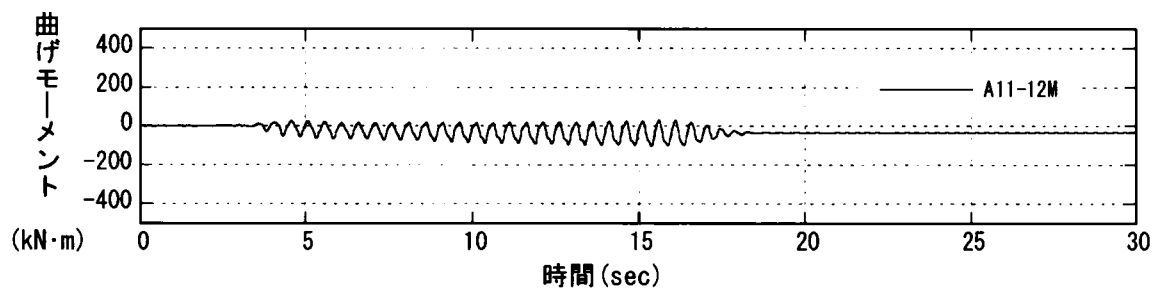
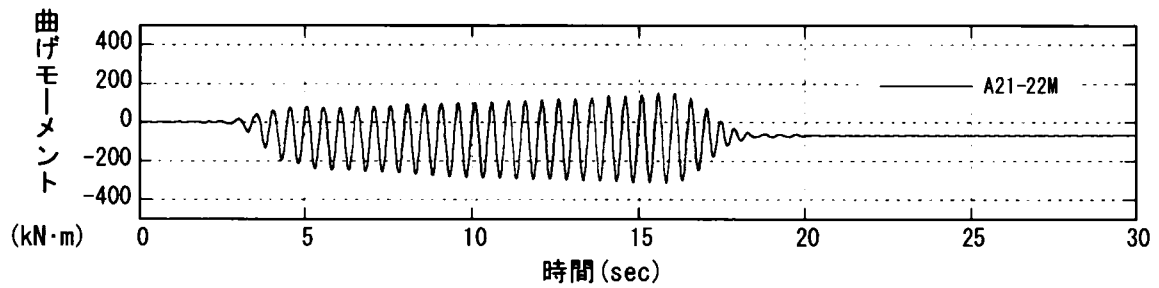


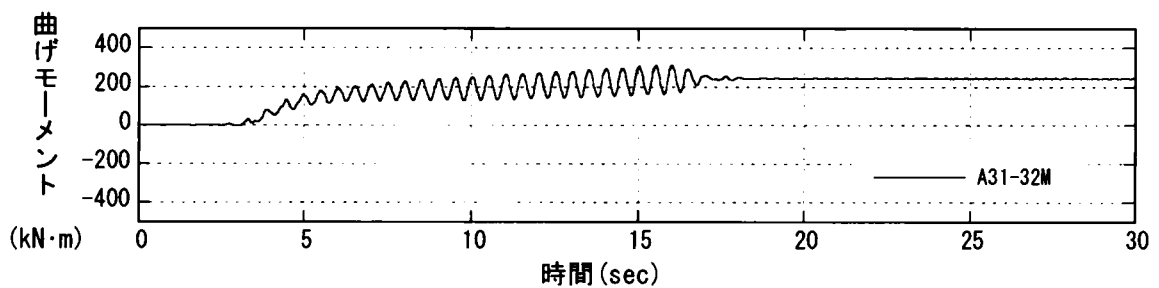
図 4. 8-13(2) 対策工 (B 壁) の水平変位の時刻歴 (実験-7)



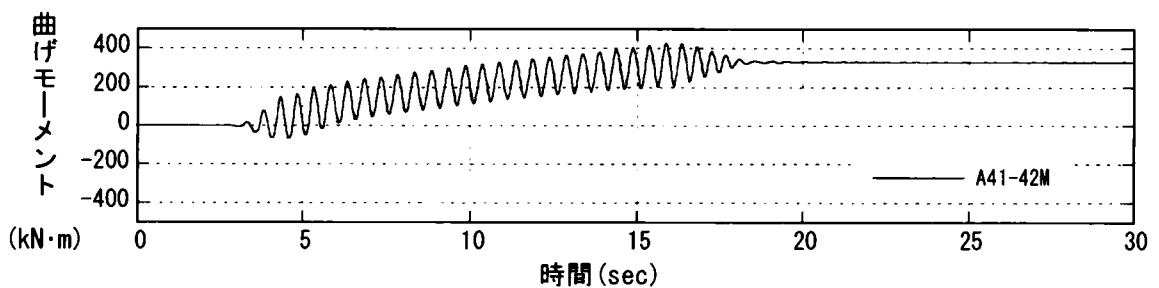
A 壁 1 断面 (G.L. 1.44m) 曲げモーメント



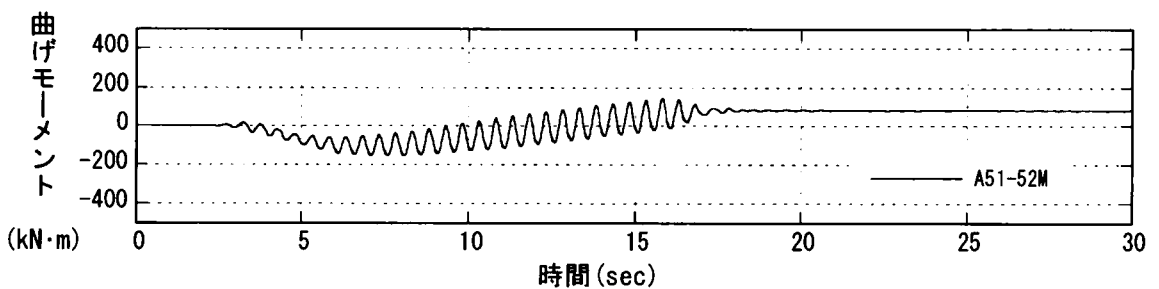
A 壁 2 断面 (G.L. 2.94m) 曲げモーメント



A 壁 3 断面 (G.L. 4.44m) 曲げモーメント



A 壁 4 断面 (G.L. 5.94m) 曲げモーメント



A 壁 5 断面 (G.L. 7.44m) 曲げモーメント

図 4. 8-14 (1) 対策工 (A 壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-7)

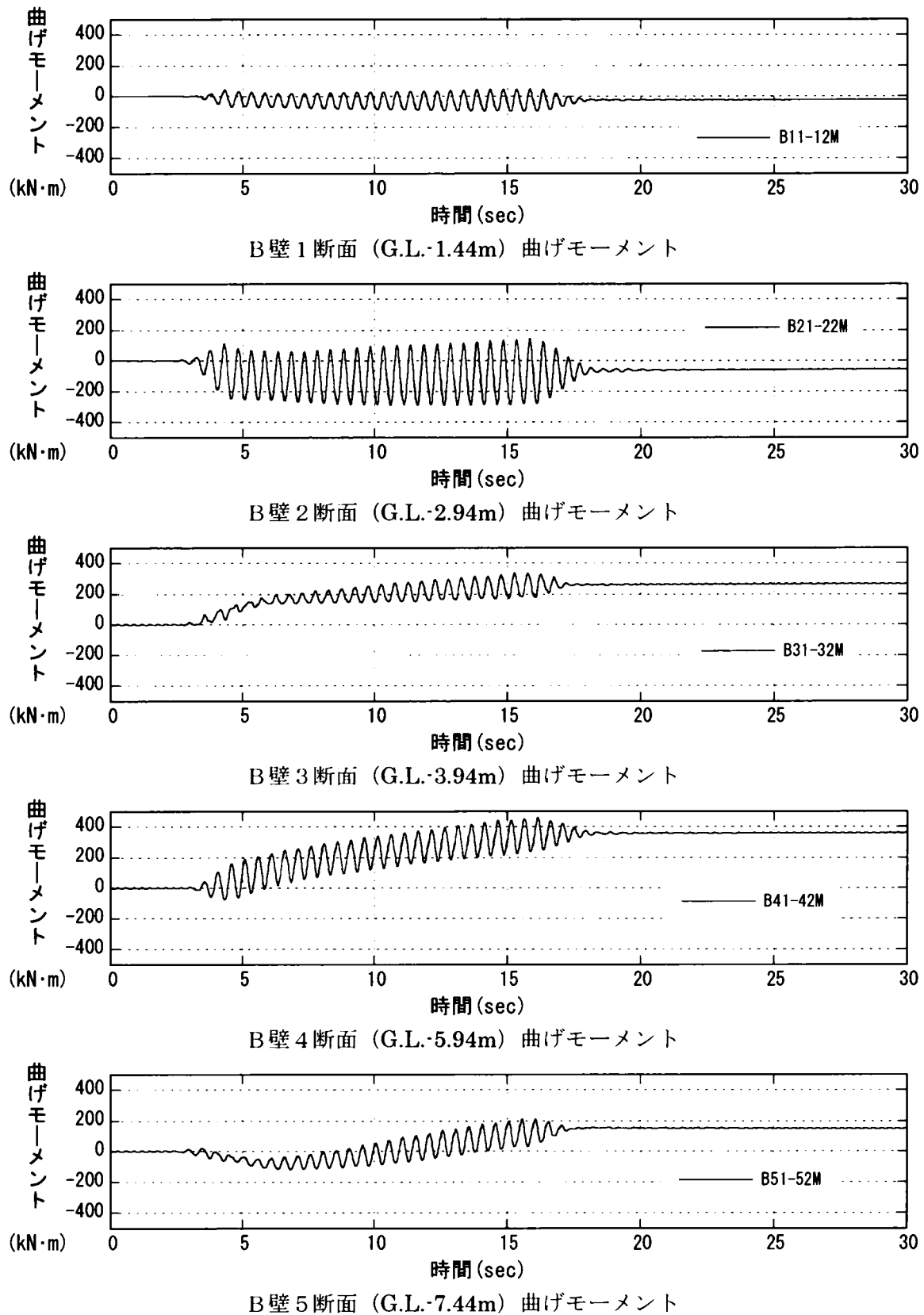


図 4.8-14(2) 対策工 (B 壁) の曲げモーメントの時刻歴 (実験-7)

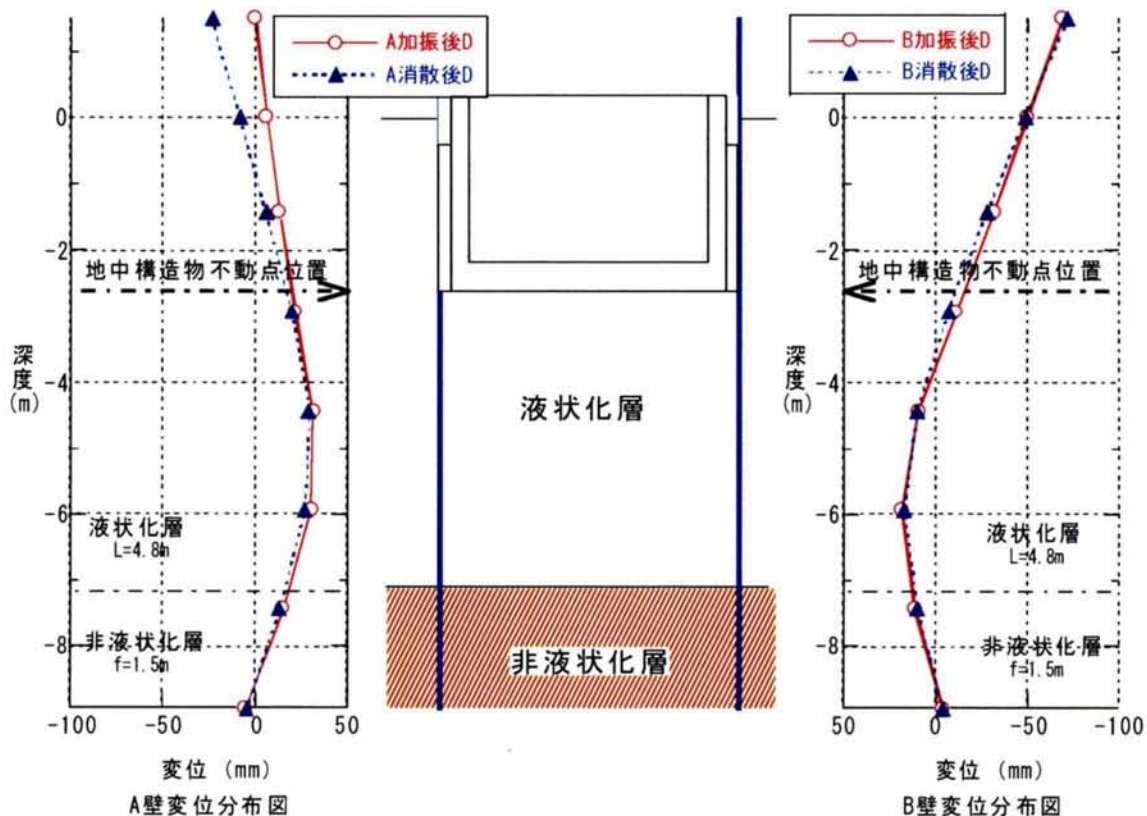


図 4.8-15 対策工（壁）の変形分布（実験-7）

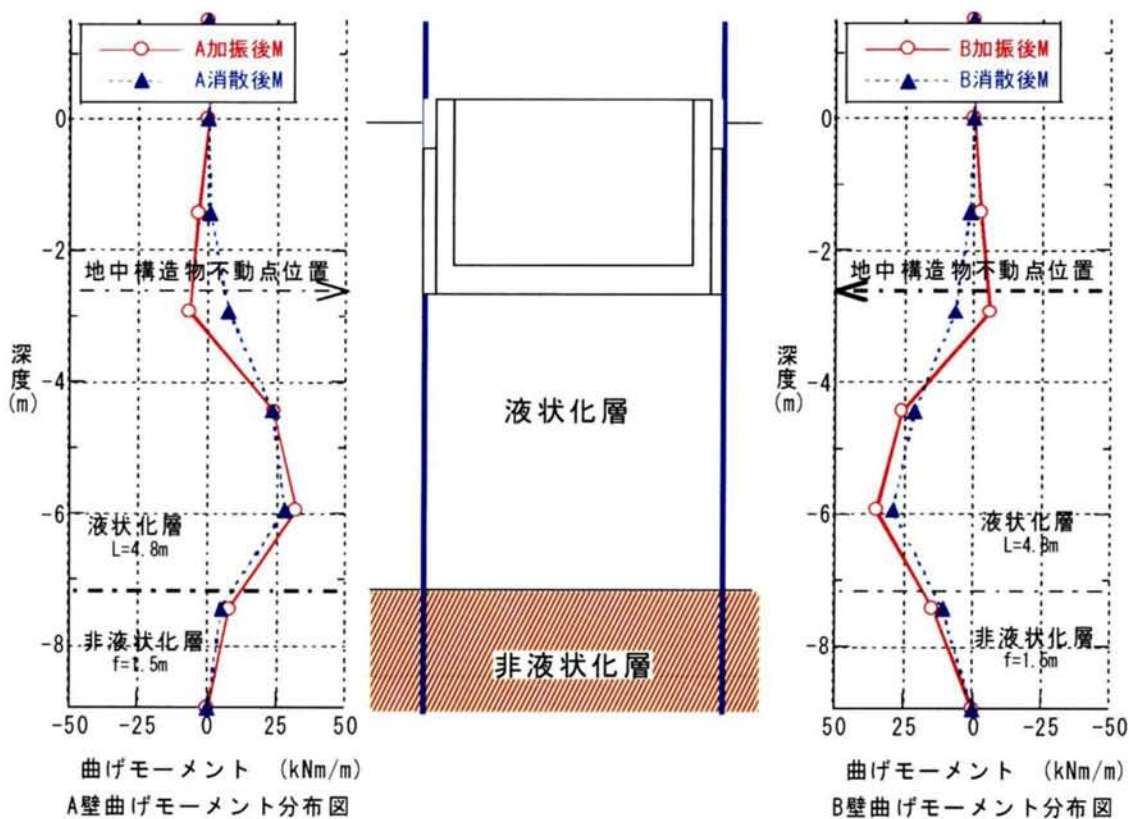


図 4.8-16 対策工（壁）の曲げモーメント分布（実験-7）

4-9 実験のまとめ

構造物の浮き上がりに関する遠心模型振動実験として7ケースを実施した。ただし、実験-1は、液状化に伴う構造物の浮き上がり現象を確認するためのものであり、遮水壁を設置していないケースである。縮尺 1/30 の模型を設置したせん断土槽に対し、30g の遠心力载荷を行い、地盤の液状化が生じる過程での地中構造物周辺に生じる現象を再現した。本工法のメカニズムの検証にあたり、着目した項目は、①遮水壁がある場合の液状化地盤の移動（変形）状態、②地震動作用時の遮水壁の応力状態、③液状化圧作用時の遮水壁の応力及び変形の状態、④液状化時の遮水壁の変形と構造物の浮き上がり変位の関係である。

実験結果から遮水壁の設置により地中構造物の浮き上がり変位が大幅に低減できること、同じ断面の遮水壁を用いても液状化層の厚さにより浮き上がり変位量が変化することなどが明らかになった。また、遮水壁と構造物の間を工夫し、構造物下の液状化地盤を閉鎖空間化することにより液状化時の構造物の浮き上がり変位量を大幅に減少させることが可能であることがわかった。以下に、実験ケースごとに得られた結果を示す。

1) 実験-1

遮水壁のない場合の実験から、構造物は、約 330mm 浮き上がりを生じ、地表面は、約 250mm 沈下を生じた。液状化層は、過剰間隙水圧が 0.8 程度であり、加速度は入力加速度と同程度かそれ以上の応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。一方、液状化層は、いずれの点においても過剰間隙水圧比が 1 に達し、液状化に至っており、加速度も小さな応答しか生じていない。過剰間隙水圧比の時刻歴を見ると、構造物直下では、一度過剰間隙水圧比が 1.3 程度まで上昇した後、0.8 程度まで低下し、その後 1 で一定となっている。構造物の浮き上がりによる地盤の流動により、水圧の減少が生じたと判断できる。実験後に地盤を切り出し、ビーズの変位を調べた結果から、非液状化層の直上で構造物側に最も大きな水平変位を生じており、地盤の回り込み現象が確認できた。

2) 実験-2

実験-2では遮水壁が、厚さ 100mm（実物換算 3m）の非液状化層に根入れしているケースについて実施した。非液状化層は、過剰間隙水圧が最大で 0.7 程度であること、また、非液状化層直上の加速度が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。液状化層は、過剰間隙水圧がいずれも 1 に達しており、完全に液状化に至っているものと判断される。このため、液状化層内に設置した加速度計の応答は、入力に比して小さな値にとどまっている。壁に囲まれた地盤（壁内地盤）と側方地盤の過剰間隙水圧比の上昇傾向を比較すると、壁内地盤のほうが過剰間隙水圧比の上昇が早く、加振の早い段階で液状化に至った。これは、壁の振動の影響が主な原因となって、壁内地盤が早く液状化したのではないかと考えられる。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、最大で約 127mm（模型寸法で約 4.2mm）浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により、若干沈下し、最終的には 106.8mm の浮き上がりとなった。一方、側方地盤の地表面は、加振直後より沈下を生じ、加振終了時には 50mm 程度、過剰間隙水圧消散時には、157.5mm の沈下を生じた。壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると、加振終了時 138.1mm、300 秒経過時 127.6mm、過剰間隙水圧消散時 119.8mm と、計測値とほぼ一致する値となった。

3) 実験-3

非液状化層の過剰間隙水圧は、加振終了時に 0.93 とかなり大きな値であるが、非液状化層直上の加速度が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、少なくとも側方地盤においては、液状化には至らなかったと判断できる。液状化層は、過剰間隙水圧がいずれも 1 に達しており、完全に液状化に至っているものと判断される。液状化層内に設置した加速度計の応答は、入力に比して小さな値にとどまっている。壁に囲まれた地盤（壁内地盤）と側方地盤の過剰間隙水圧比の上昇傾向を比較すると、壁内地盤のほうが若干上昇が早い。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、最大で約 230mm（模型寸法で約 7.7mm）浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により、若干沈下し、最終的には 199mm の浮き上がりとなった。一方、側方地盤の地表面は、加振直後より沈下を生じ、加振終了時には約 180mm、過剰間隙水圧消散時には、約 312mm の沈下を生じた。壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると、約 140mm となり、計測値よりも小さな値となった。

4) 実験-4

非液状化層の過剰間隙水圧比は 0.9 程度まで上昇したが、非液状化層直上の加速度が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、最大で約 111mm (模型寸法で約 3.7mm) 浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により、沈下を生じ、最終的には 24.2mm の浮き上がりとなった。一方、側方地盤の地表面は、加振直後より沈下を生じ、加振終了時には 132mm 程度、過剰間隙水圧消散時には、233mm の沈下を生じた。壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると、121.7mm と、実測値 111mm とほぼ一致する値となった。

5) 実験-5

非液状化層の過剰間隙水圧比は 0.7 程度まで上昇したが、非液状化層直上の加速度が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、75.5mm (模型寸法で約 2.4mm) 浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により沈下を生じ、最終的には 5.5mm の沈下となった。一方、側方地盤の地表面は、加振直後より沈下を生じ、加振終了時には 117mm 程度、過剰間隙水圧消散時には 186mm の沈下を生じた。壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると 72.6mm と実測値 75.5mm とほぼ一致する値となった。

6) 実験-6, 実験-7

実験-6 では、非液状化層の過剰間隙水圧比は加振終了時に 0.94 とかなり大きな値であるが、非液状化層直上の加速度が、入力加速度とほぼ同じ応答を示しており、少なくとも側方地盤においては、完全な液状化には至らなかったと判断できる。また、実験-7 では非液状化層の過剰間隙水圧比は 0.83 であり、液状化は起こしていない。液状化層は、過剰間隙水圧がいずれも 1 に達しており、完全に液状化に至っているものと判断される。このため、液状化層内に設置した加速度計の応答は、入力に比して小さな値にとどまっている。

構造物は、加振開始直後より徐々に浮き上がりを生じ、実験-6 は最大で約 36mm (模型寸法で約 1.2mm)、実験-7 は最大で約 27mm (模型寸法で約 0.9mm) 浮き上がった。加振終了後、過剰間隙水圧の消散により沈下を生じ、最終的には実験-6 で約 25mm、実験-7 で約 19mm の浮き上がりとなった。壁の変形量より構造物の浮き上がり量を求めると、実験-6 では 41mm、実験-7 では 23mm と、実測値 36mm、27mm とほぼ一致する値となった。

第4章の参考文献

- 1) 日下部治, 谷口栄一: 遠心模型実験 9. 適用事例ー動的問題ー, 土と基礎, 36-8(367), pp. 83-89, 1988
- 2) 佐藤正義, 社本康弘, 後藤茂, 桂豊, 木全宏之: ケーソン岸壁および杭基礎の液状化被害に関する遠心振動実験, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 391-396, 1996
- 3) 竹村次朗ほか: 遠心模型実験ー実験技術と実務への適用, 土と基礎, 52-10(561)～53-3(566), 2004-2005

第5章 遮水壁の地震時挙動評価のための数値解析

| | | |
|----------|------------------------------------|-----|
| 5-1 | 概要 | 143 |
| 5-2 | 2次元液状化解析における解析条件 | 144 |
| 5-2-1 | 基本的解析条件 | 144 |
| 5-2-2 | 解析ケース | 144 |
| 5-2-3 | 地盤条件 | 145 |
| 5-2-4 | 解析モデルと解析条件 | 148 |
| 5-2-5 | 入力地震動 | 156 |
| 5-2-6 | 土質パラメータ | 158 |
| 5-2-7 | 自重解析 | 163 |
| 5-3 | 2次元液状化解析による地震主要動時の検討 | 164 |
| 5-3-1 | 解析結果(解析-1:実構造物) | 164 |
| 5-3-1-1 | 動的応答, 液状化の影響(解析-1) | 164 |
| 5-3-1-2 | 液状化終息後の残留沈下(解析-1) | 181 |
| 5-3-2 | 解析結果(解析-2:遠心模型実験:遮水壁の根入れ10cm) | 183 |
| 5-3-2-1 | 動的応答, 液状化の影響(解析-2) | 183 |
| 5-3-2-2 | 液状化終息後の残留沈下(解析-2) | 197 |
| 5-3-3 | 解析結果(解析-3:遠心模型実験:遮水壁の根入れ5cm) | 199 |
| 5-3-3-1 | 動的応答, 液状化の影響(解析-3) | 199 |
| 5-3-3-2 | 液状化終息後の残留沈下(解析-3) | 212 |
| 5-4 | 梁バネモデルを用いた2次元骨組解析による液状化圧作用時の遮水壁の検討 | 214 |
| 5-4-1 | 解析モデルと遮水壁への作用圧 | 214 |
| 5-4-2 | 解析結果 | 217 |
| 5-4-3 | 液状化圧作用時の遮水壁の解析方法のまとめ | 217 |
| 5-5 | 数値解析のまとめ | 220 |
| 第5章の参考文献 | | 221 |

第5章 遮水壁の地震時挙動評価のための数値解析

5-1 概要

数値解析の目的と検討フローを図5.1-1に示す。数値解析は、遮水壁が地震時にどのような挙動をするかを評価するために行う。検討は、実構造物と遠心載荷模型実験の数ケースについて実施する。検討フローは、「地盤条件・構造物条件の設定」や「要素試験結果」の部分以外は、実構造物、遠心実験ともに共通である。

まず、地震主要動時の挙動を把握するため、実構造物（1ケース）と遠心載荷模型実験（2ケース）について2次元液状化解析（有効応力解析）を実施した。次に、浮き上がり量の定量的評価と設計手法構築のために、非線形骨組解析（梁バネモデル）を実施した。骨組解析は、実構造物（1ケース）と模型実験結果（6ケース）について実施した。なお、解析手法の概要は第3章3-3に示したとおりである。

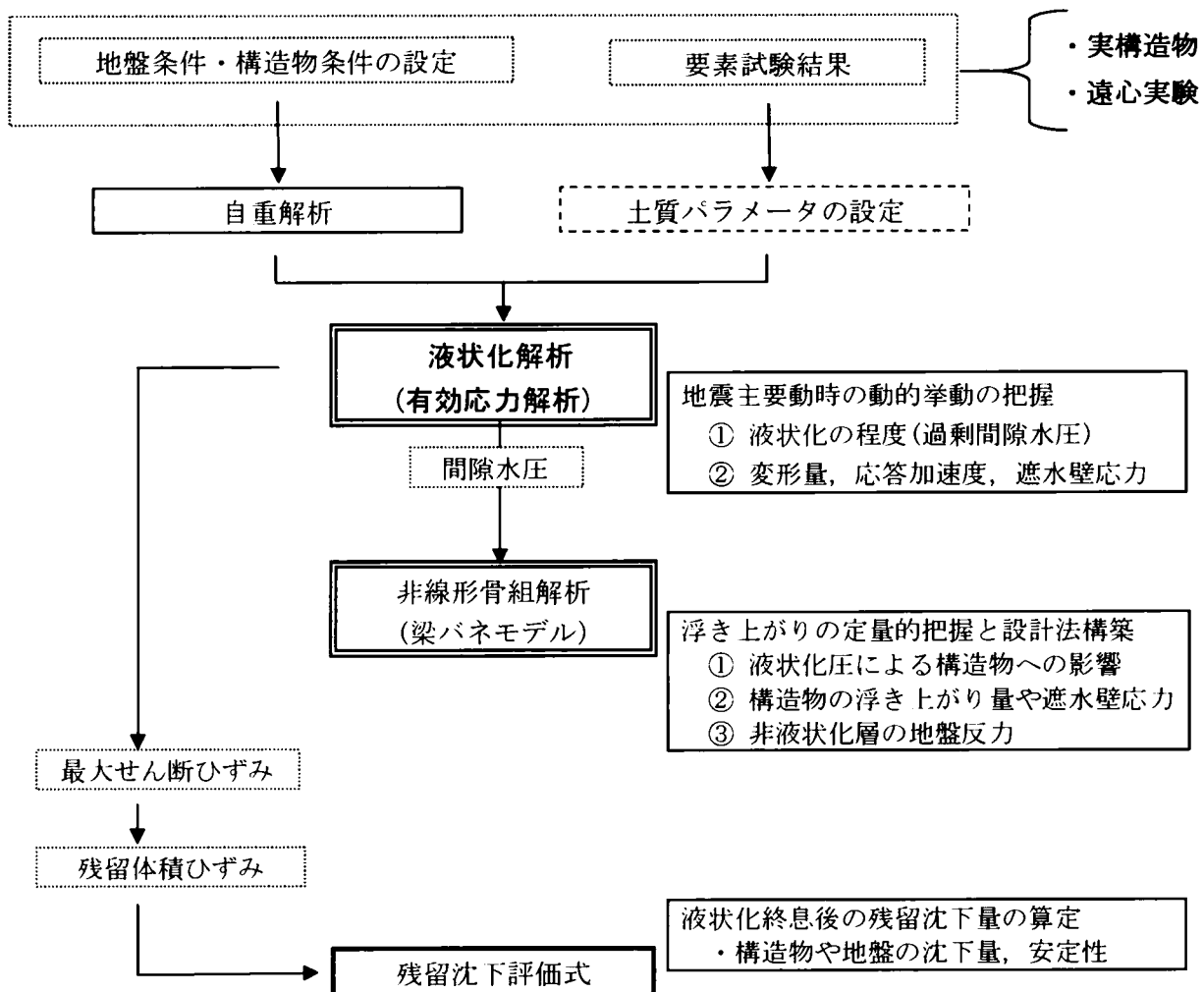


図5.1-1 数値解析の目的と検討フロー

5-2 2次元液状化解析における解析条件

5-2-1 基本的解析条件

実地盤では地震継続中に若干の過剰間隙水圧の消散が起こるが、近似的に非排水状態と見なせるため、地震応答解析では非排水条件を仮定する。すなわち、地震中に発生したダイレイタンスーは全て過剰間隙水圧 p_w に置換される。 p_w とは静水圧からの増分水圧である。過剰間隙水圧を論じる際には、過剰間隙水圧比 p_w/σ'_{m0} に着目する。 p_w/σ'_{m0} とは、地震により発生した p_w を初期の有効拘束圧 σ'_{m0} で割った値である。 $p_w/\sigma'_{m0}=1.0$ なら、平均有効応力がゼロとなり完全に液状化したことを意味する(図5.2-1)。

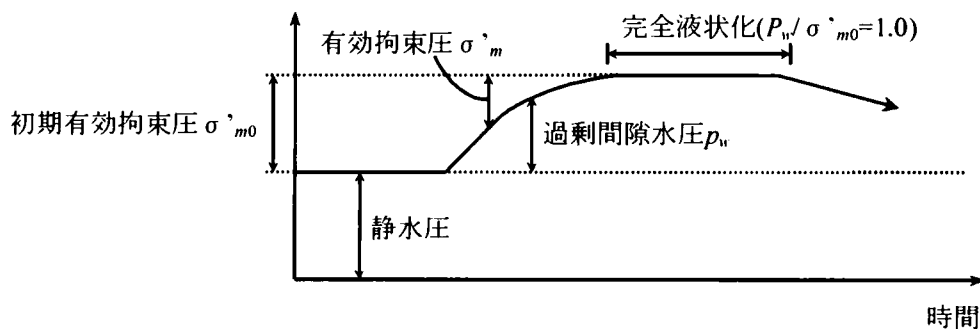


図5.2-1 過剰間隙水圧 p_w

有限要素法に関するモデル化は、地盤は平面ひずみソリッド要素、遮水壁(矢板)は梁要素、構造物はソリッド要素でモデル化する。土の構成式は、2次元に拡張したRamberg-Osgoodモデル(R-Oモデル)^{(1), (2), (3)}と、ダイレイタンスーを算定するおわんモデル^{(3), (4), (5), (6)}を併用する。

30g場の遠心模型実験のシミュレーションに当たっては、実スケールに換算したモデル(prototype)で解析を行う。すなわち、縮尺や時間軸は実験の30倍とする。

5-2-2 解析ケース

解析ケースは、表 5.2-1 に示す3 ケースとする。いずれも横断面を対象に解析を行う。

表 5.2-1 解析ケース

| 解析ケース | 解 析 対 象 | 目 的 |
|-------|---|--------------|
| 解析-1 | ・実構造物 (大開第3工区を対象とした解析モデル) | ・対策工法の有効性の検証 |
| 解析-2 | ・遠心模型実験 (実験-2: 構造物下液状化層厚16cm, 非液状化層厚10cm) | ・解析手法の精度の検証 |
| 解析-3 | ・遠心模型実験 (実験-3: 構造物下液状化層厚21cm, 非液状化層厚 5cm) | ・根入れ長さの影響の検証 |

5-2-3 地盤条件

土粒子骨格のポアソン比 ν は、線形自重解析・非線形動的解析ともに0.333とする。これは静止土圧係数 K_0 が0.5に対応する。このとき、鉛直有効応力を σ'_v とすれば、平均有効応力 σ'_m は $\sigma'_m=2/3\sigma'_v$ となる。せん断剛性 G や基準ひずみ $\gamma_{0.5}$ は各要素ごとで σ'_m に依存させる。また、地下水位以深の地盤については間隙水を考慮し、その体積弾性係数 K_u を考慮する。その結果、地下水位以深の地盤(土粒子と水の2相混合体)の ν は、0.5に近い値となる。地盤は全層にわたり、非線形性と過剰間隙水圧を考慮する。

i) 実構造物(解析-1)

実構造物としては、大開第3工区の地盤条件と基本物性を想定し、表5.2-2、表5.2-3に示す。GL-46.6mの洪積砂層Ds ($V_s=300\text{m/s}$)の上面までをFEMでモデル化する。DL+3.0mをGL0mとして表している。また同表には各層のFEM要素分割も併せて示している。

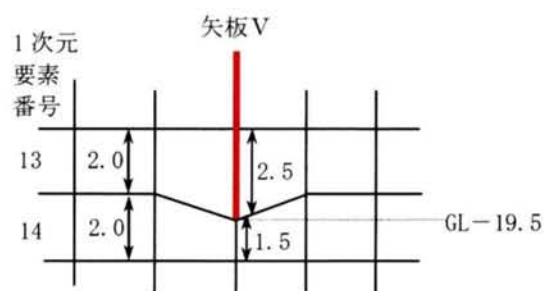
ii) 遠心模型実験(解析-2, 解析-3)

地盤は2層地盤であり、上層の8号珪砂が液状化地盤($D_r60\%$)であり、下層の3号珪砂は非液状化地盤($D_r90\%$ 以上)である。水位は地表面(GL0m)である。また、地表面は水平とする。表5.2-4に実験に使用した珪砂の物性を示す。 V_s 、 G などは層中心における平均的な値を示す。

表 5.2-2 地盤の地層構成と素分割 (解析-1)

| GL(m) 0.0 | 土質 | 要素 番号 | 層厚 (m) | γ_t (kN/m ³) | N 値 | 液状化 強度 R |
|--|-----------------------|----------|-----------|------------------------------------|--------------------|-------------|
| 地下水位 -2.3 液状化層 (9.5m) 床板底面 -7.7 -11.8 矢板Ⅳ下端 -17.0 矢板Ⅴ下端 -19.5 -23.0 -27.4 -31.6 -38.6 -46.6 | 盛土(砂) Bk (5.0m) | 1 | 1.15 | 18.6 | 10 | 0.211 |
| | | 2 | 1.15 | | | |
| | | 3 | 1.35 | | | |
| | | 4 | 1.35 | | | |
| | 砂質土 As (6.8m) | 5 | 1.30 | 16.7 | 11 | 0.211 |
| | | 6 | 1.30 | | | |
| | | 7 | 1.40 | | | |
| | | 8 | 1.40 | | | |
| | | 9 | 1.40 | | | |
| | 粘性土 Ac2 (11.2m) | 10 | 1.70 | 15.7 | 3 | (0.15) |
| | | 11 | 1.70 | | | |
| | | 12 | 1.80 | | | |
| | | 13 | 2.00 | | | |
| | | 14 | 2.00 | | | |
| | 粘性土 Ac3 (4.4m) | 16 | 2.20 | 7.6 | 6 | (0.20) |
| | | 17 | 2.20 | | | |
| | 粘性土 Ac4 (4.2m) | 18 | 2.10 | | | |
| | | 19 | 2.10 | | | |
| | 洪積砂礫 Dg (7.0m) | 20 | 3.50 | 19.6 | 50 | (0.50) |
| | | 21 | 3.50 | | | |
| | 洪積粘土 Dc (8.0m) | 22 | 4.00 | 19.6 | 9 | (0.30) |
| | | 23 | 4.00 | | | |
| | 洪積砂 Ds | BASE | | 19.6 | 50 V_s 300m/s | |

$$C = \rho V_s A$$



1次元要素分割と矢板Ⅴ近傍の要素分割の対応

表 5. 2-3 地盤の基本物性 (解析-1)

| GL(m) | 土質 | 要素 番号 | 土質 特性 | V_s (m/s) | σ'_{m0} (kN/m ²) | G_0 (kN/m ²) | G_{0r} (kN/m ²) |
|----------------|---------|----------|----------|----------------|--|-------------------------------|----------------------------------|
| 0.0 | 盛土(砂) | 1 | S-1 | 172 | 28.5 | 56250 | 32930 |
| 地下水位 -2.3 | Bk | 2 | | | | | |
| | (5.0m) | 3 | | | | | |
| | | 4 | | | | | |
| 液状化層 (9.5m) | 砂質土 | 5 | S-1 | 178 | 60.0 | 53900 | 21760 |
| 床板底面 -7.7 | As | 6 | | | | | |
| | (6.8m) | 7 | | | | | |
| | | 8 | | | | | |
| | | 9 | | | | | |
| -11.8 | 粘性土 | 10 | TW-2 | 144 | 97.6 | 33220 | 10490 |
| | Ac2 | 11 | | | | | |
| 矢板Ⅳ下端-17.0 | (11.2m) | 12 | | | | | |
| 矢板Ⅴ下端-19.5 | | 13 | | | | | |
| | | 14 | | | | | |
| -23.0 | 粘性土 | 16 | TW-3 | 182 | 142.2 | 59580 | 15680 |
| | Ac3 | 17 | | | | | |
| -27.4 | (4.4m) | 18 | | | | | |
| | 粘性土 | 19 | | | | | |
| -31.6 | Ac4 | 20 | S-2 | 300 | 187.6 | 180030 | 41160 |
| | (4.2m) | 21 | | | | | |
| -38.6 | 洪積砂礫 | 22 | TW-3 | 208 | 236.7 | 86530 | 17640 |
| | Dg | 23 | | | | | |
| -46.6 | (7.0m) | | | | | | |
| | 洪積粘土 | | | | | | |
| | Dc | | | | | | |
| | (8.0m) | | | | | | |

 G_{0r} は $\sigma'_{m0}=9.8\text{kN/m}^2$ のときの G_0

$$G_{0r} = G_0 / \sqrt{\sigma'_{m0}}$$

ポアソン比 $\nu=0.333$
($K_0=0.5$ に対応)

$$K_0=0.5$$

$$\sigma'_{m0}=2\sigma'_{v0}/3$$

表5. 2-4 遠心実験に使用した珪砂の物性 (解析-2)

| | 層厚 (m) | γ_t (kN/m ³) | V_s (m/s) | G_0 (kN/m ²) | 層中心 深さ(m) | 上載圧 (kN/m ²) | 有効拘束圧 (kN/m ²) | G_{0r} (kN/m ²) |
|-----------------|-----------|------------------------------------|----------------|-------------------------------|--------------|-----------------------------|-------------------------------|----------------------------------|
| 液状化層 (8号珪砂) | 7.44 | 17.7 | 110 | 21815 | 3.72 | 29.3 | 19.5 | 15460 |
| 非液状化層 (3号珪砂) | 3.00 | 19.4 | 200 | 79360 | 8.94 | 73.0 | 48.7 | 35610 |

5-2-4 解析モデルと解析条件

i) 実構造物(解析-1)

○1次元地盤モデル

1次元地盤モデルでは、水平ローラで鉛直方向を固定とし水平方向の変位は自由とする。底面境界は、鉛直方向を固定とし水平方向に粘性ダンパーを用いる。

○2次元地盤・構造物系モデル

2次元解析モデルの概略を図5.2-2に示す。構造物は短辺方向をモデル化し、短辺方向に加振する。

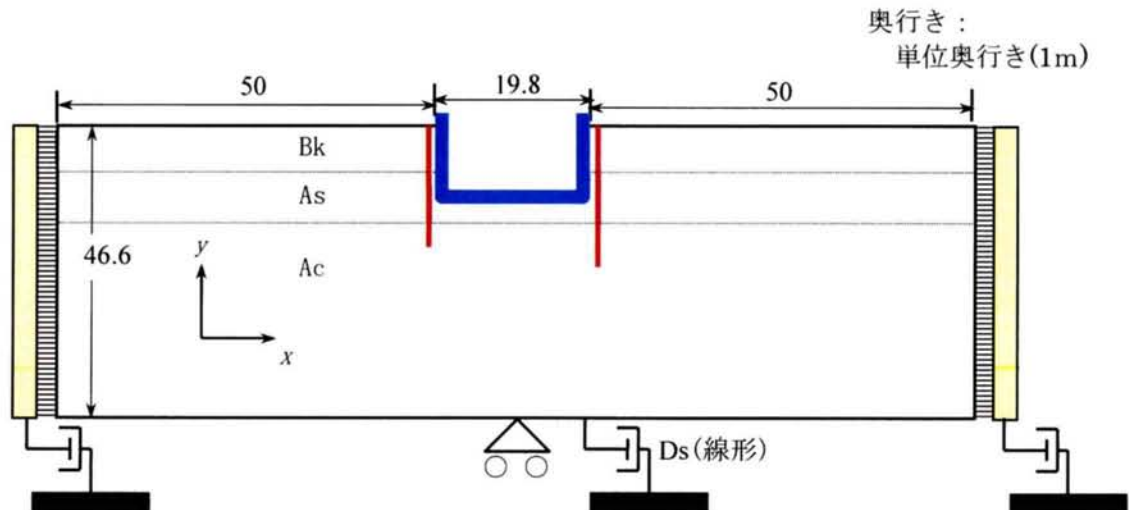


図5.2-2 U-3断面の2次元モデルの概略(解析-1)

a) 境界条件

・底面

実構造物では、解放基盤で定義された波形を用いるため、モデル底面には粘性ダンパーを用いた(2E入力)。ダンパー係数 C の値は、 D_s 層($V_s=300\text{m/s}$)の値を用いた。

・側方

側方境界は構造物端部から50m離す。メイン領域の左右に1次元地盤モデル(水平ローラで鉛直方向を固定)を設ける(図5.2-2参照)。その奥行きはメイン領域の1万倍とする。1次元地盤とメイン領域の側方境界を同変位条件として繋ぐ。すなわち、質量の大きな1次元モデル(水平地盤挙動を模擬)を付加し、側方地盤の半無限性を考慮した。これにより、側方では自由地盤の挙動が再現できる。反射波は生じるが、地震時には地盤は強非線形状態となり反射波が減衰すること、側方境界まで50m離れていること、着目するのは構造物周辺の挙動であること、などを考えると、本モデル化で問題は無いと考えられる。

b) 道路トンネル：ソリッド要素(線形)でモデル化

躯体はソリッド要素でモデル化し、道路トンネルに用いられる鉄筋コンクリートを想定し、単位体積重量およびポアソン比 ν ・ヤング率 E を設定する。床版厚さは舗装厚(約50cm)も含めて $1.6+0.5=2.1\text{m}$ 、側壁厚さは1.0mとする。その物性を表5.2-5に示す。

表5.2-5 道路トンネル(線形ソリッド要素)の物性 (1m当り)

| 単位体積重量 γ (kN/m ³) | ヤング率 E (kN/m ²) | 壁厚さ t (m) | ポアソン比 ν | 減衰 |
|---|----------------------------------|------------------|----------------|------|
| 23.5 | 2.06×10^7 | 横壁：1.0 底板：2.1 | 0.167 | (5%) |

c) 遮水壁(U型鋼矢板)

遮水壁はU型鋼矢板のIV型とV型で施工され、梁要素でモデル化する。鋼矢板の種類と長さは左右で異なる(後述)。下端は非液化化層であるAc2層に十分根入れされている。その物性を表5.2-6に示す。(鋼矢板の減衰は $h=2.5\%$ 一定と仮定。解析では剛性比例型のレーリー減衰($\alpha=0.0$)で評価することとし、構造の一次振動数で $h=2.5\%$ となるように $\beta=2h/(2\pi f_0)=2 \times 0.025/(2\pi \times 1.232)=0.00646$ と設定)

表5.2-6 U型鋼矢板(梁要素)の物性 (奥行き1m当り)

| 種類 | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | ヤング率 E (kN/m ²) | 断面二次 モーメント I (m ⁴) | 断面積 A (m ²) | ポアソン 比 ν | 断面係数 Z (m ³) |
|---------|---|----------------------------------|--|------------------------------|-----------------|-------------------------------|
| FSP-IV型 | 76.9 | 2.06×10^8 | 3.86×10^{-4} | 0.0243 | 0.25 | 2.27×10^{-3} |
| FSP-V型 | 〃 | 〃 | 6.30×10^{-4} | 0.0268 | 0.25 | 3.15×10^{-3} |

d) 間詰材

遮水壁と躯体の間の間詰材としてセメント系改良土(厚さ1.35m)がある。改良土は線形ソリッド要素とした。その物性は既往文献⁷⁾により、 $\gamma_t = 19.6 \text{ kN/m}^3$ 、 $\nu=0.2$ とした。一軸圧縮強度は、 $q_u = 980 \text{ kN/m}^2$ (10kgf/cm²)とし、次式より変形係数 E_{50} を2種類設定した。

$$E_{50} = 500 \times q_u = 490000 \text{ kN/m}^2 \quad (5.2-1)$$

$$E_{50} = 50 \times q_u = 49000 \text{ kN/m}^2 \quad (5.2-2)$$

e) 遮水壁(矢板)・構造物・地盤間の節点条件

構造物と矢板と地盤とは水平方向にはほぼ同じ動きをすると考えられる。すなわち、逆位相になることは考えにくく、引張りや剥離は起こりにくいと考えられる。よって以下のような条件とした。(図5.2-3参照)

地盤または間詰材と道路の底面とは節点共有とする。間詰材と道路の側壁とは二重節点とし、水平方向の変位を同じとする(鉛直方向は自由)。矢板と地盤(Bk, As)、矢板と地盤と間詰材とは三重節点とし、水平方向の変位を同じとする(鉛直方向は自由)。液化化層以深(Ac層以深)では矢板と地盤は共有節点とする。

液化化時には、矢板と液化化地盤(Bk, As)の間は水みちとなり摩擦の無い状態となるため、摩擦を考慮したジョイント要素は用いないこととした。これは、摩擦や剥離を考慮できるジョイント要素を用いると、摩擦係数の評価、滑り出した後の剛性の評価、滑る瞬間のひげ状の加速度、剥離・衝突したときの大きな加速度の発生などの問題が生じるためである。

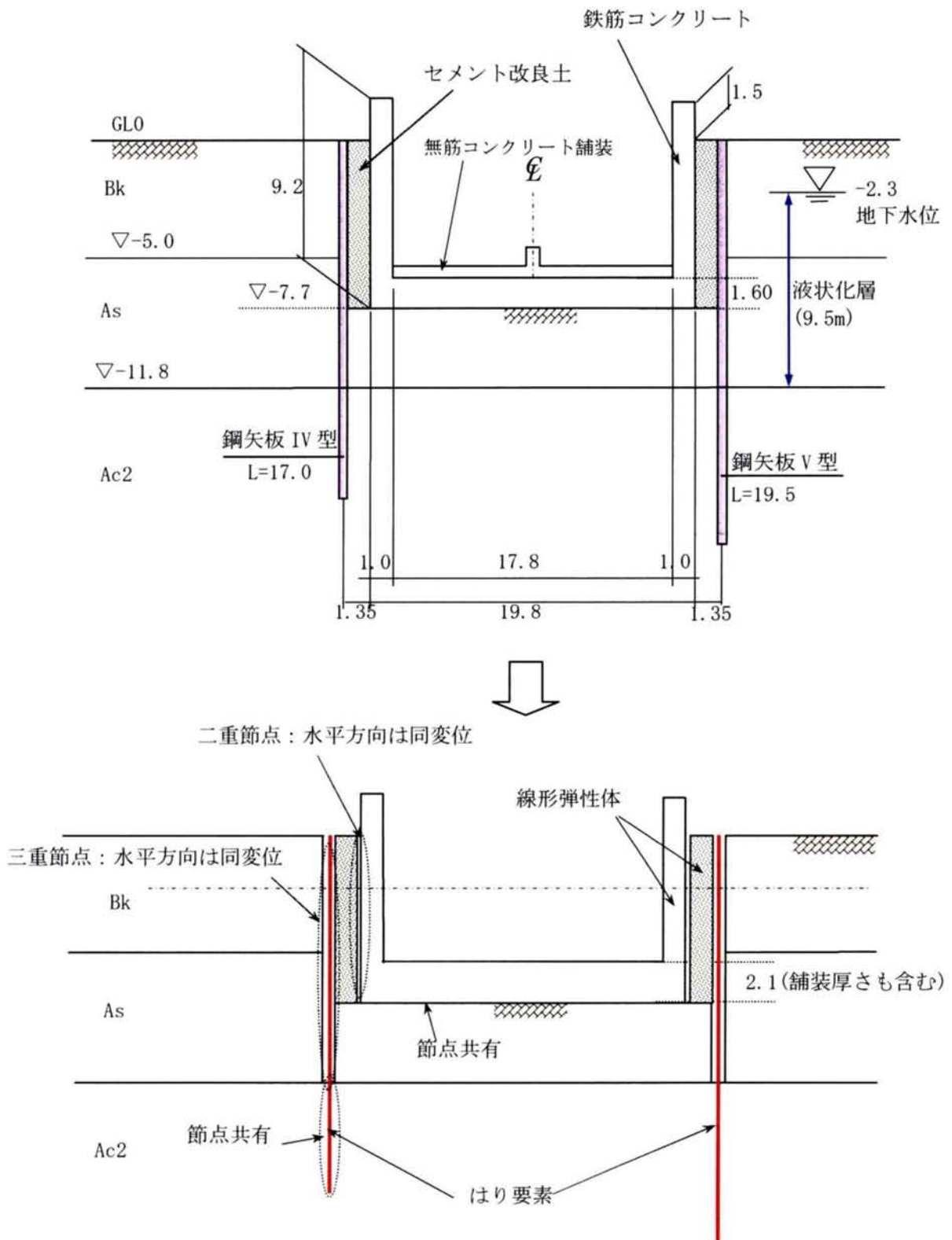


図 5.2-3 実構造物の検討断面 (U-3) とそのモデル化 (解析-1)

2次元解析における有限要素メッシュを図5.2-4に示す。同図には時刻歴出力箇所も示す。構造物周辺の節点状況を図5.2-5に示す。

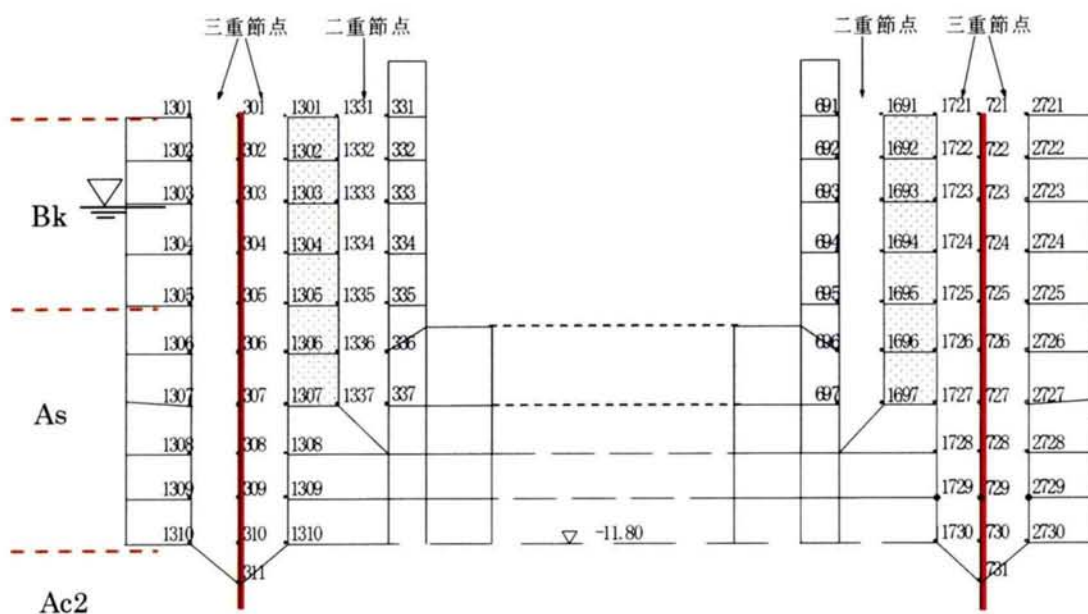
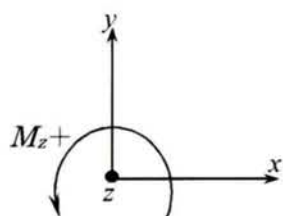


図 5.2-5 構造物周辺の節点状況 (解析-1)



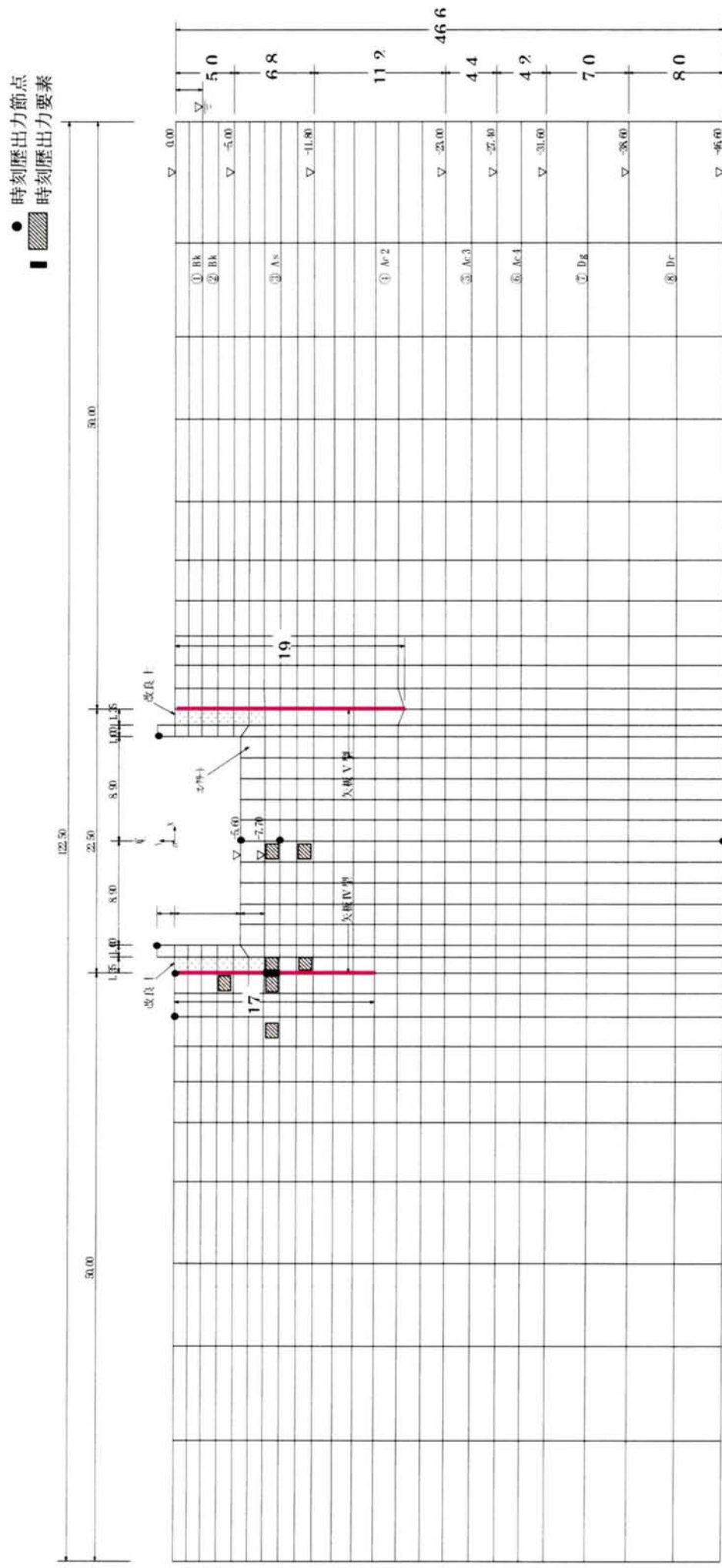


図 5.2-4 2 次元解析における有限要素メッシュ，時刻歴出力箇所（解析-1）

ii) 遠心模型実験(解析-2, 解析-3)

30g場の遠心模型実験のシミュレーションに当たっては、縮尺や時間軸は模型の30倍とし、prototypeで行う。

2次元解析モデルの概略を図5.2-6に示す。構造物は短辺方向をモデル化し、モデルの奥行き方向は、土槽内のり幅10.5mとする。

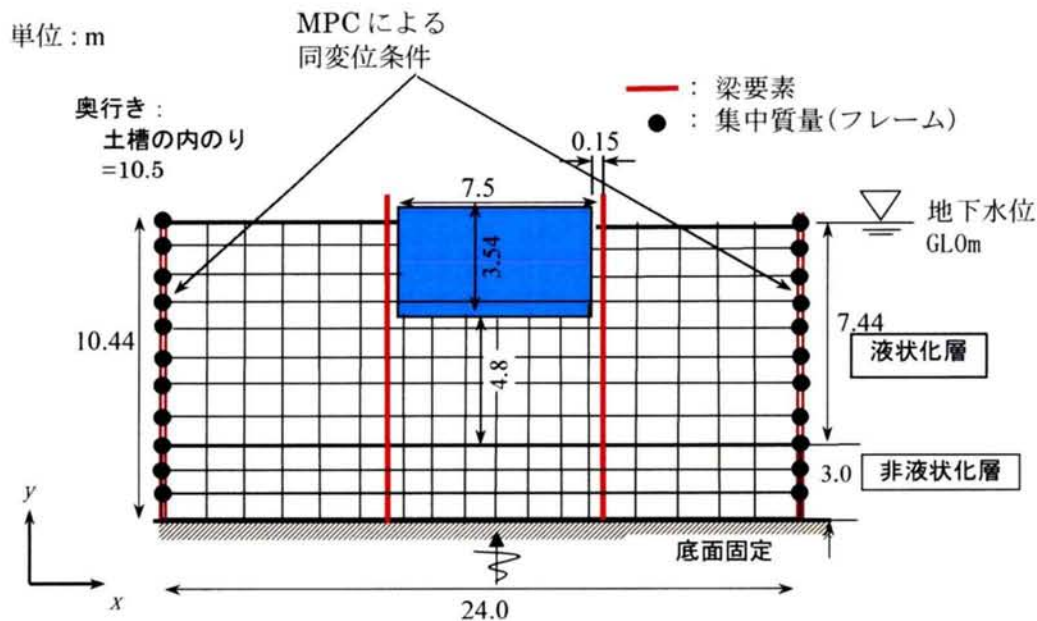


図5.2-6 遠心模型実験の2次元モデルの概略 (解析-2)

a) 境界条件

遠心実験では、実験による観測記録を直接入力するため、固定条件とした($E+F$ 入力)。側方の境界は土槽フレームで地盤が囲まれているため、左右の変位をMPCにより同変位とした。地盤の変形に寄与する土槽フレームは17段あり、模型の総重量の約23%を占める。これは無視し得ない割合であるため⁸⁾、フレームの質量を左右側方の各節点に集約し、集中質量でモデル化した。

b) 構造物：ソリッド要素(線形)でモデル化

構造物はアルミ板で作成されており、ソリッド要素でモデル化する。見かけ上密実なブロックとする。このときの見かけの比重は1.14であり、剛性は仕切り壁があることを考慮して十分大きな値とし剛体として挙動するようにした。その物性を表5.2-7に示す。

表5.2-7 遠心模型構造物(線形ソリッド要素)の物性 (10.5m当り)

| 単位体積重量 γ (kN/m ³) | ヤング率 E (kN/m ²) | ポアソン比 ν |
|---|----------------------------------|----------------|
| 8.46 | 9.8×10^7 | 0.3 |

c) 遮水壁(アルミ板)

遮水壁はアルミ板で作成されており、梁要素でモデル化する。その物性を表5.2-8に示す。

表5.2-8 アルミ板遮水壁(梁要素)の物性 (10.5m当り)

| 単位体積重量 γ (kN/m ³) | ヤング率 E (kN/m ²) | 断面二次 モーメント I (m ⁴) | 断面積 A (m ²) | ポアソン比 ν |
|---|----------------------------------|--|------------------------------|----------------|
| 26.4 | 6.86×10^7 | 1.89×10^{-4} | 0.63 | 0.3 |

d) 間詰材(寒天)

遮水壁と構造物の間の間詰材は寒天であり、その物性は実験より線形ソリッド要素でモデル化することとした。表5.2-9に物性を示す。

表5.2-9 間詰材(寒天)の物性

| 単位体積重量 γ (kN/m ³) | ヤング率 E (kN/m ²) | ポアソン比 ν |
|---|----------------------------------|----------------|
| 9.97 | 21.1 | 0.49 |

e) 遮水壁・構造物・地盤間の節点条件

構造物と遮水壁と地盤とは水平方向にはほぼ同じ動きをすると考えられる。すなわち、逆位相になることは考えにくく、引張や剥離は起こりにくいと考えられる。よって以下のような条件とした(このモデル化は実構造物の場合と同じである)。

地盤または間詰材と道路の底面とは節点共有とする。間詰材と道路の側壁とは二重節点とし、水平方向の変位を同じとする(鉛直方向は自由)。遮水壁と地盤、遮水壁と地盤と間詰材とは三重節点とし、水平方向の変位を同じとする(鉛直方向は自由)。

液化化時には、遮水壁と液化化地盤の間は水みちとなり摩擦の無い状態となるため、摩擦を考慮したジョイント要素は用いないこととした。非液化化層では遮水壁と地盤は水平・鉛直とも同変位とする。

有限要素メッシュを図5.2-7に示す。同図には時刻歴出力箇所も示す。構造物周辺の節点状況を図5.2-8に示す。

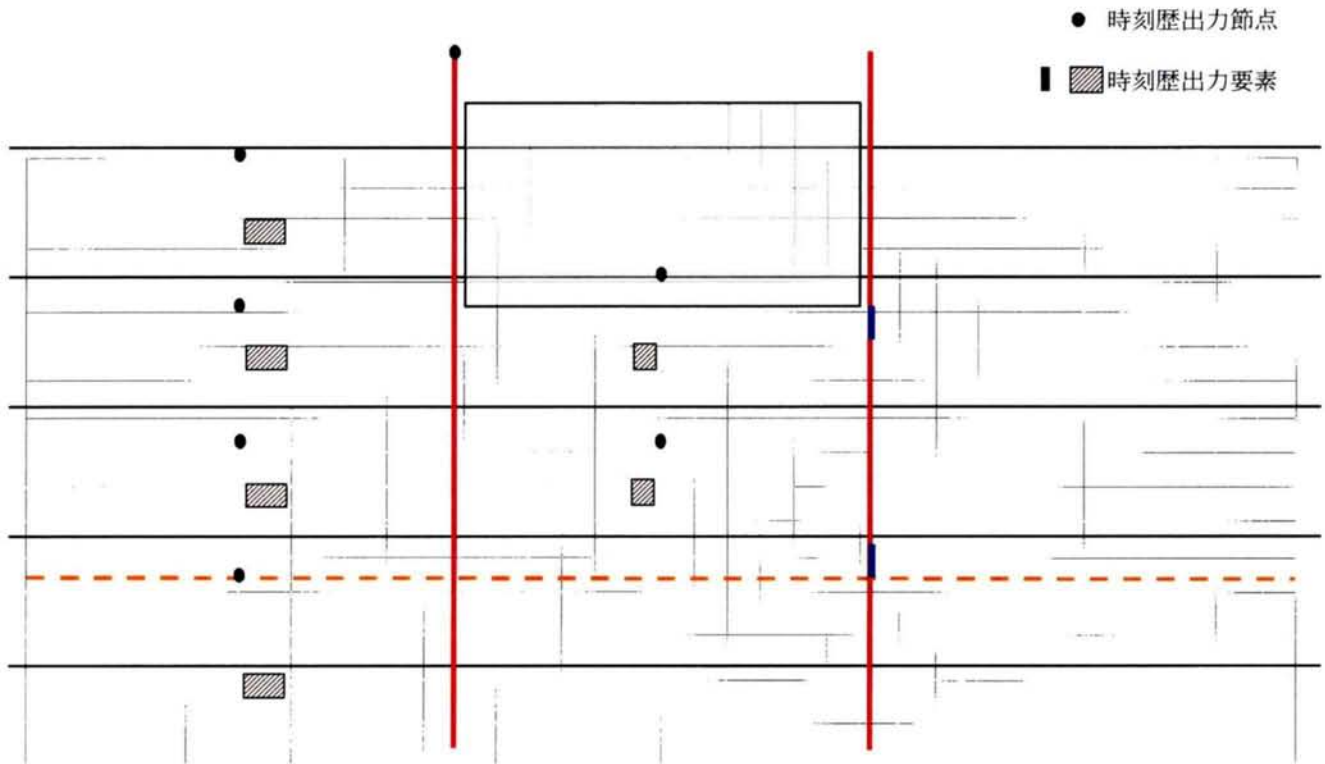


図 5.2-7 2次元解析における有限要素メッシュ，時刻歴出力箇所（解析-2，解析-3）

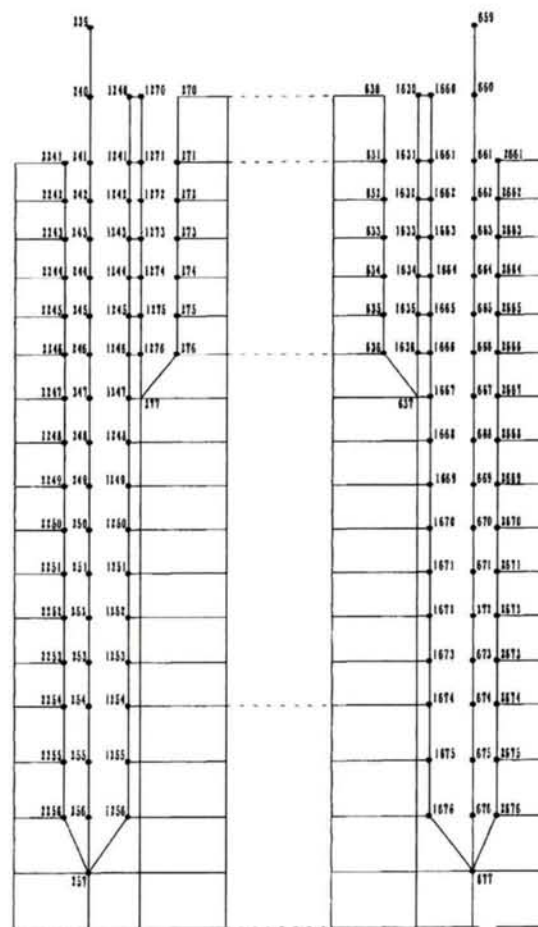


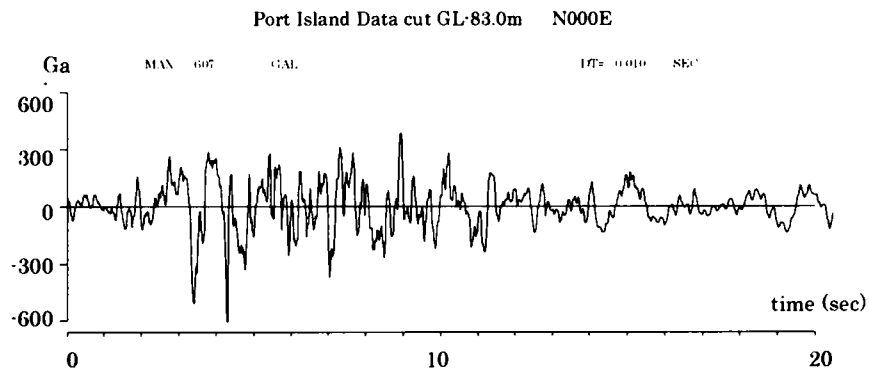
図 5.2-8 構造物周辺の節点状況（解析-2，解析-3）

5-2-5 入力地震動

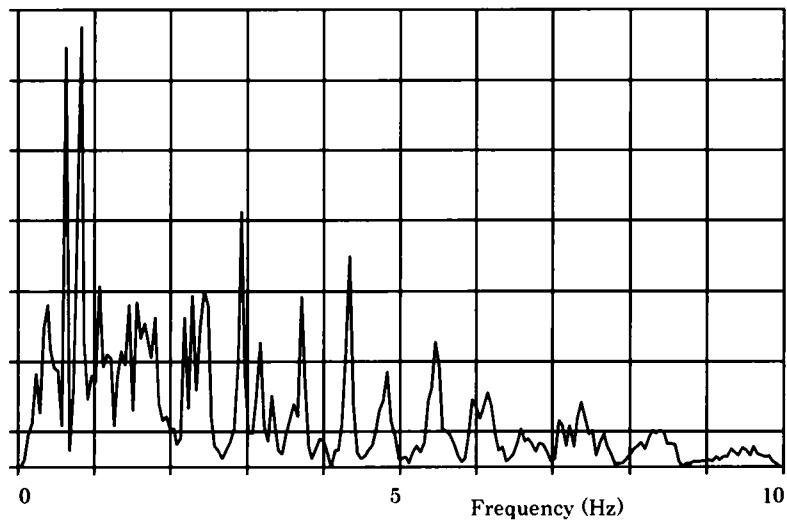
i) 実構造物(解析-1)

入力波は、阪神高速道路公団において開削トンネルの耐震設計に使用する基盤波を用いる⁹⁾。この波は解放基盤で2Eで定義されているため、FEMモデル底面のダンパーから入射波入力(2E入力)で解析する。この波は1995年の兵庫県南部地震の際の神戸ポートアイランドのアレー観測記録のGL-83mのNS成分を修正したものである。

図5.2-9に、入力地震波の加速度時刻歴とフーリエスペクトルを示す。



(a) 加速度時刻歴

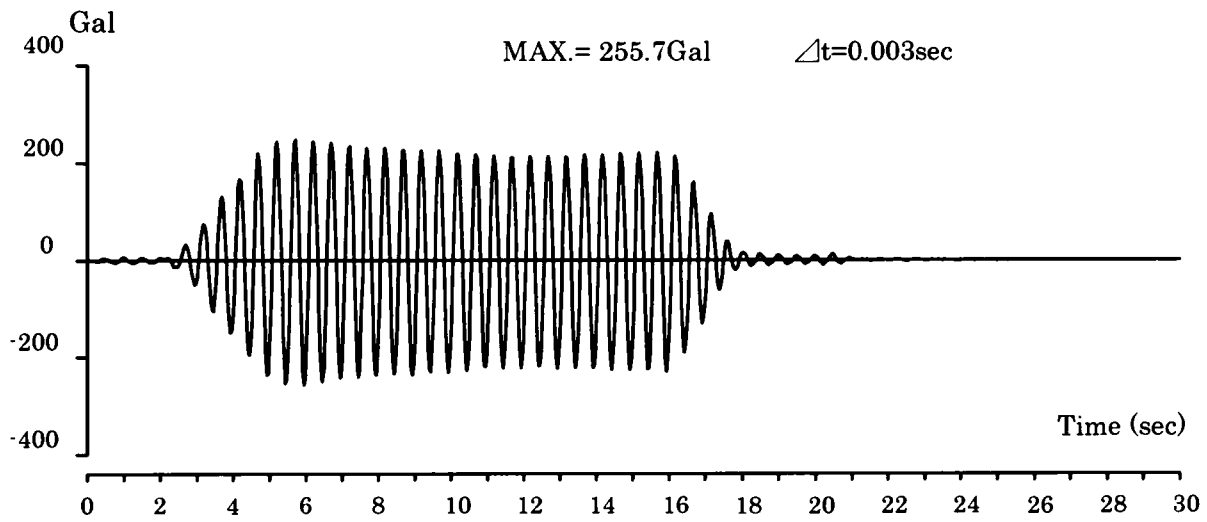


(b) フーリエスペクトル

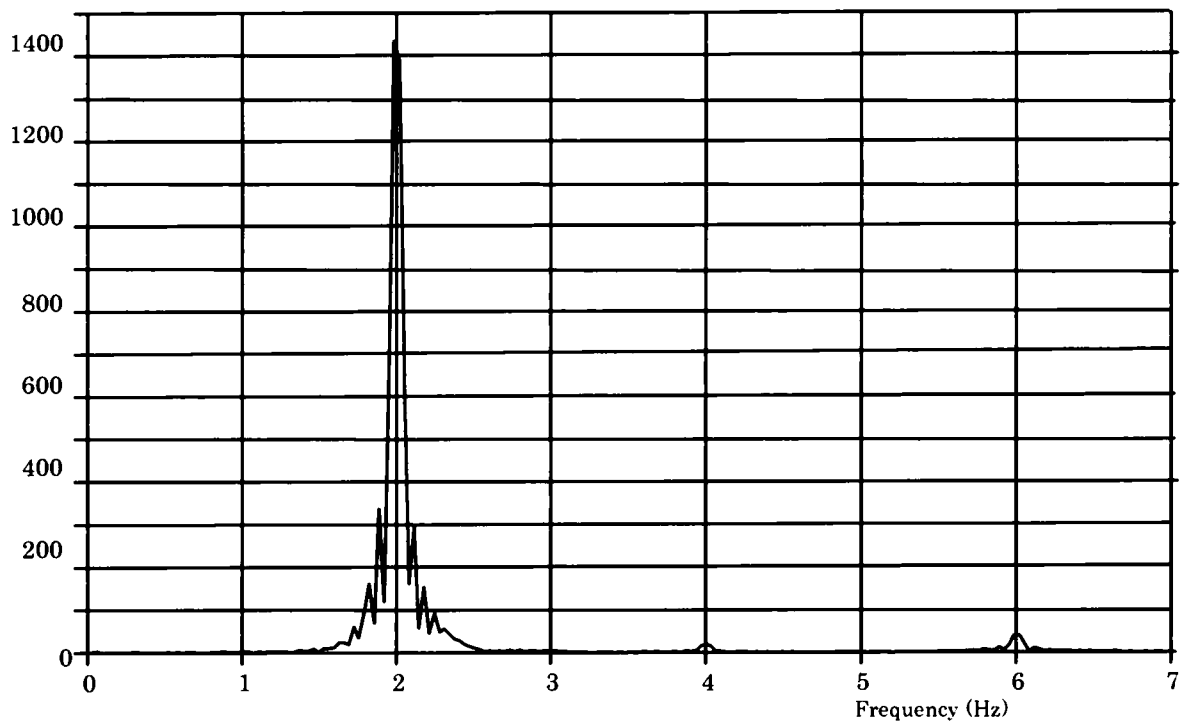
図5.2-9 実構造物モデルに用いた入力地震動 (解析-1)

ii) 遠心模型実験(解析-2, 解析-3)

入力波は振動台基盤で計測された加速度波形を実スケール換算したものである。FEMモデル底面からE+F入力で解析する。図5.2-10に、入力地震波の加速度時刻歴とフーリエスペクトルを示す。



(a) 加速度時刻歴



(b) フーリエスペクトル

図5.2-10 遠心模型実験のシミュレーションに用いた入力地震動 (解析-2, 解析-3)

5-2-6 土質パラメータ

本解析に用いる土の構成式のパラメータは、室内要素試験結果より設定される。室内要素試験結果としては、以下の2種類である。

- ① せん断剛性比(G/G_0)と履歴減衰定数(h)のせん断ひずみ γ 依存曲線
($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係)
- ② 非排水繰返し強度曲線：繰返し応力比 $R = \tau / \sigma'_{m0}$ と液状化に至る繰返し回数の関係
(液状化強度曲線)。

$G/G_0 \sim \gamma$ 関係と $h \sim \gamma$ 関係から修正R-Oモデルのパラメータを設定し、液状化強度からダイレイタンスーモデル(おわんモデル)のパラメータを設定する。

i) 実構造物(解析-1)

○ $G/G_0 \sim \gamma$ 関係と $h \sim \gamma$ 関係と R-Oモデルのパラメータ

$G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係へのフィッティングよりR-Oモデルパラメータを設定する。大開工区では動的変形試験は実施されていないため、 $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係は近くの正蓮寺川工区のデータを用いる。図5.2-11(1),(2)にフィッティング状況を示す。

○ 液状化強度曲線とおわんモデルのパラメータ

液状化強度データ $R(\tau / \sigma'_{m0})$ へのフィッティングよりおわんモデルのパラメータを設定する。液状化の可能性のある層はBk層、As層であり、これらの層においては、非排水繰返し三軸試験から求められた液状化強度に基づき、おわんモデルのパラメータを詳細に設定する(後節で検討する液状化後の沈下を考慮する層はBk層、As層とする)。

液状化試験に用いた試料はトリミング法による不攪乱試料である。試験結果はサンプリング深さ7.3～8.0mの試料(As層)しかない。そこで、このデータをBk層(0～5.0m)にも準用する。図5.2-12に、室内要素試験結果と設定パラメータによる計算結果の比較を示す。

以上の手順で設定した構成式の土質パラメータを表5.2-10に示す。

ii) 遠心模型実験(解析-2, 解析-3)

実験に用いた8号珪砂は、非排水繰返し三軸試験から求められた液状化強度に基づき、おわんモデルのパラメータを設定する。3号珪砂は、要素試験が行われていないので、既往の試験結果をもとに仮定した。

○ $G/G_0 \sim \gamma$ 関係と $h \sim \gamma$ 関係と R-Oモデルのパラメータ

図5.2-13に8号珪砂のフィッティング状況を示す。3号珪砂はこの値を準用した。

○ 液状化強度曲線とおわんモデルのパラメータ

図5.2-14に、室内要素試験結果と設定パラメータによる計算結果の比較を示す。3号珪砂は、既往の密な砂の実験データをもとに仮定した。

以上の手順で設定した構成式の土質パラメータを表5.2-11に示す。

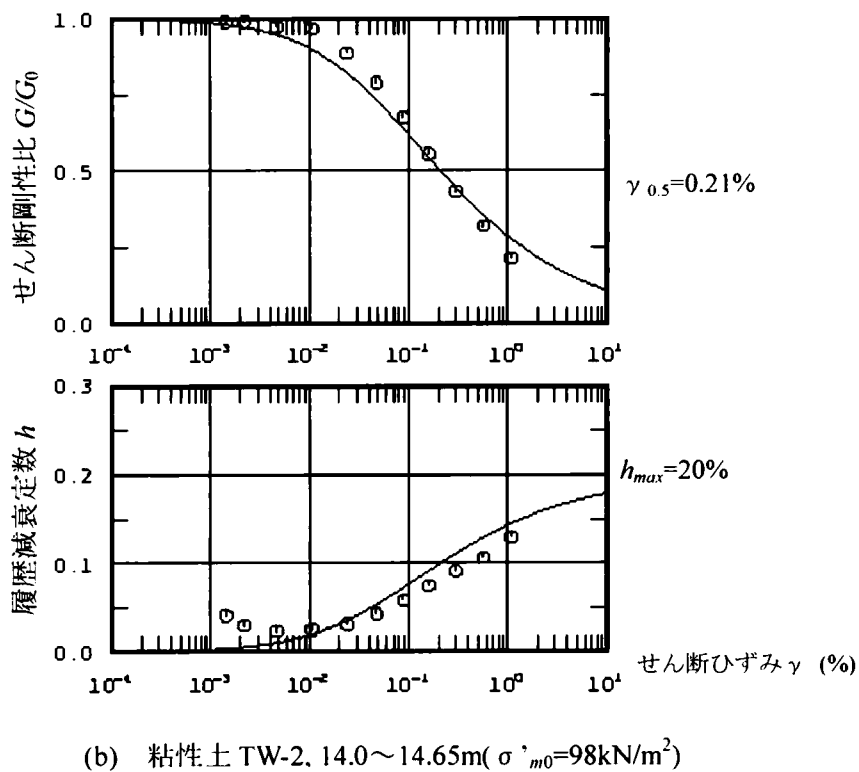
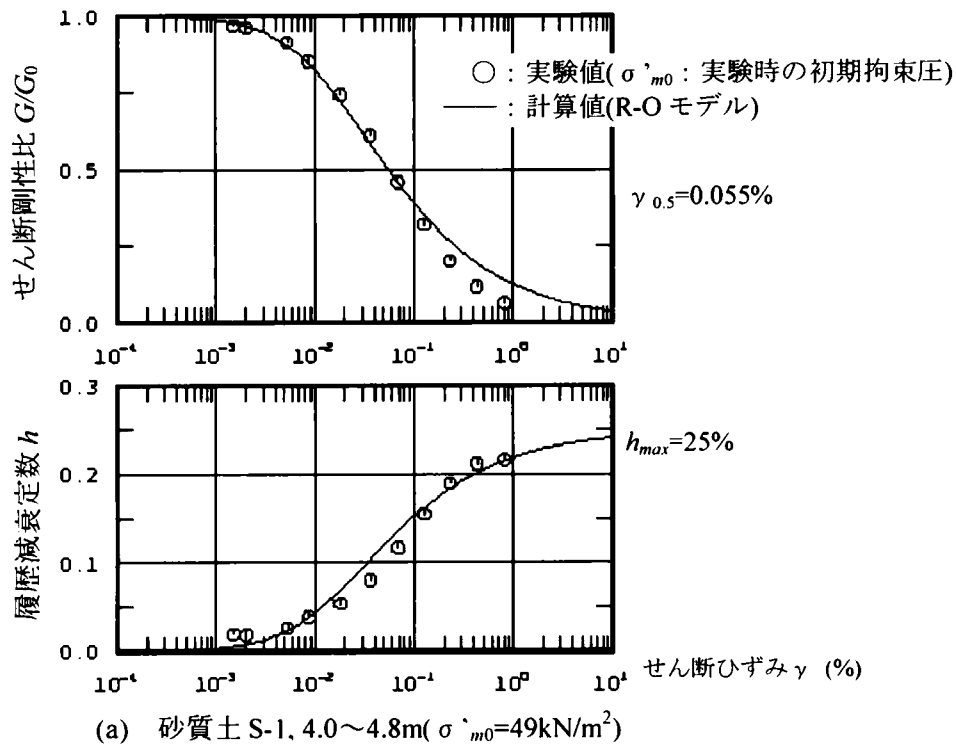
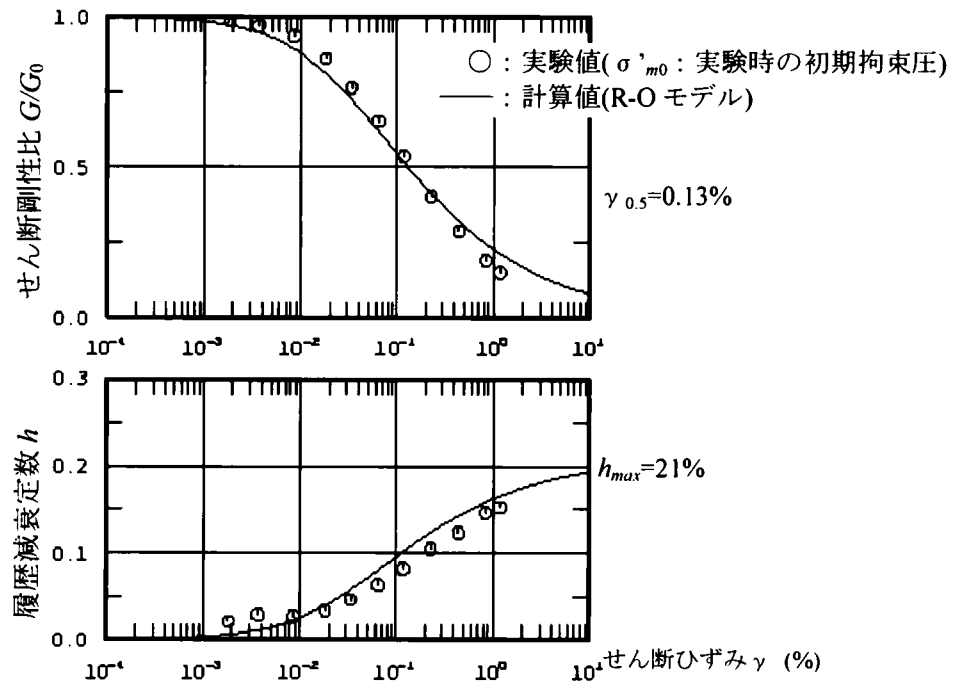
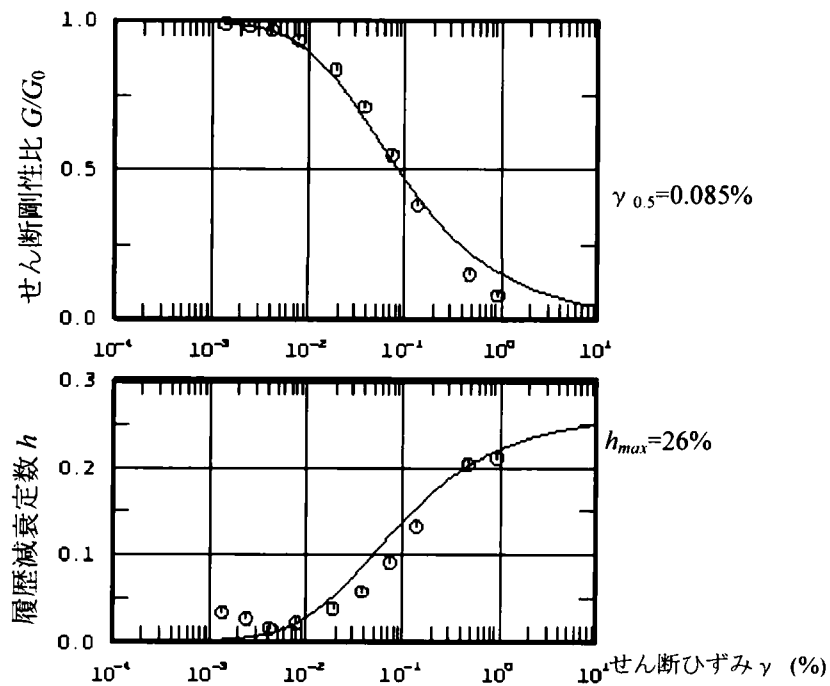


図 5.2-11(1) 実構造物の地盤のせん断剛性比 G/G_0 と履歴減衰定数 h のひずみ γ 依存性 (その 1) (解析-1)



(c) 粘性土 TW-3, 18.0~18.8m ($\sigma'_{m0}=127\text{kN/m}^2$)



(d) 砂質土 S-2, 24.0~24.8m ($\sigma'_{m0}=167\text{kN/m}^2$)

図 5.2-11 (2) 実構造物の地盤のせん断剛性比 G/G_0 と
履歴減衰定数 h のひずみ γ 依存性 (その 2) (解析-1)

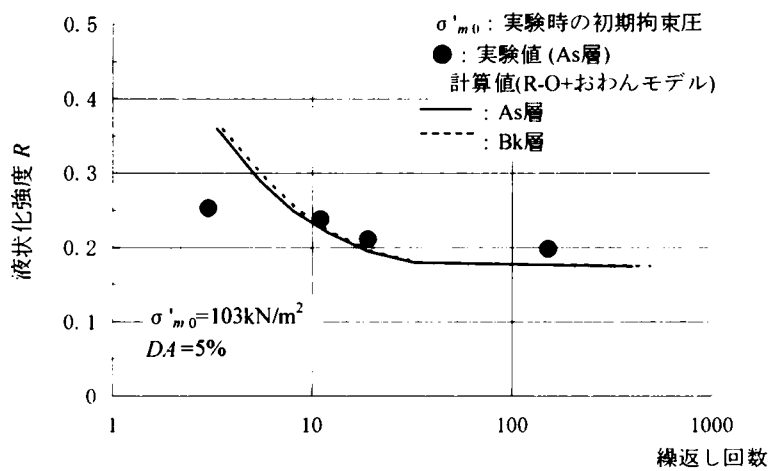


図5.2-12 実構造物の砂質地盤(Bk層, As層)の液状化強度曲線
(非排水繰返し強度 R ～繰返し回数) (解析-1)

| 実験値 | 計算値 (R-O モデル) | |
|-----|------------------|---|
| ○ | — | $\gamma_{0.5}=0.060\%$ ($\sigma'_{m0}=49\text{kN/m}^2$) |
| △ | --- | $\gamma_{0.5}=0.085\%$ ($\sigma'_{m0}=98\text{kN/m}^2$) |

(σ'_{m0} : 実験時の初期拘束圧)

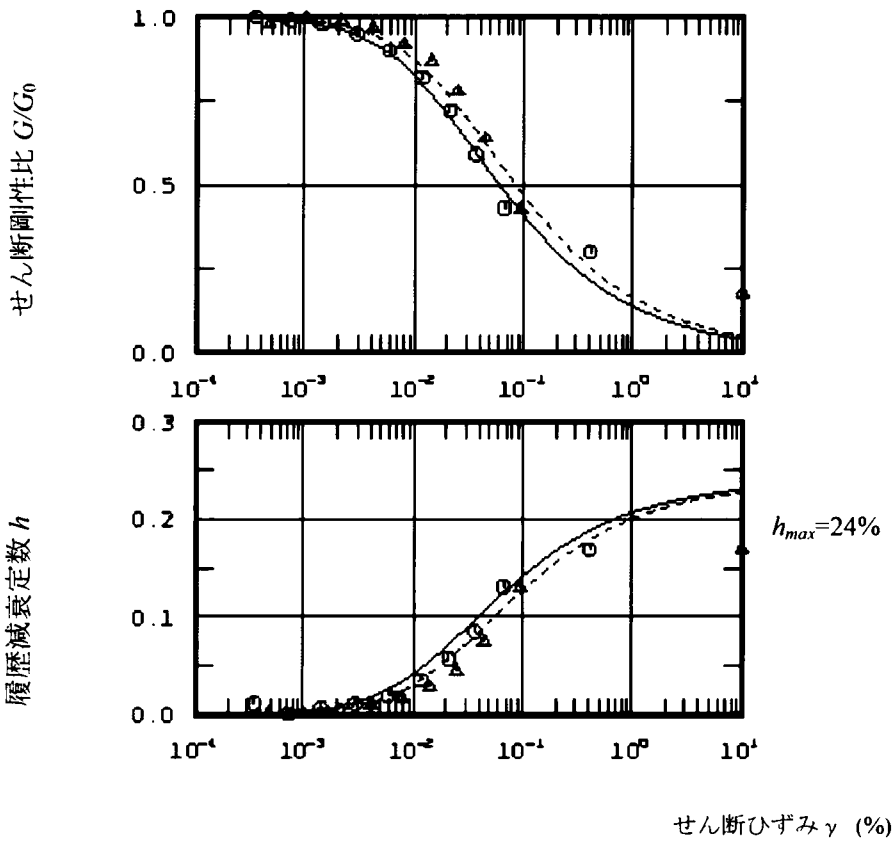


図 5.2-13 遠心模型実験に用いた 8 号珪砂のせん断剛性比 G/G_0 と
履歴減衰定数 h のひずみ γ 依存性 (解析-2, 解析-3)

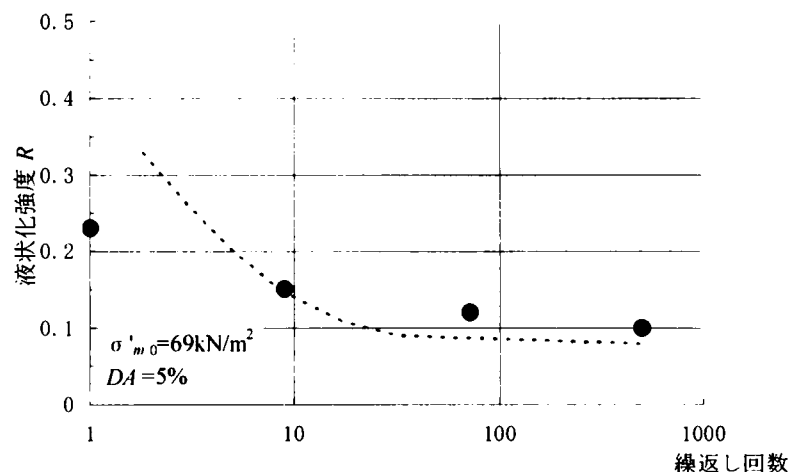


図5.2-14 遠心模型実験に用いた8号珪砂の液状化強度曲線
(非排水繰返し強度R～繰返し回数) (解析-2, 解析-3)

表5.2-10 構成式の土質パラメータ (解析-1)

| 地層名 | 修正R-Oモデル | | | おわんモデル | | | | |
|----------|----------------------------------|---|-----------|--------|------|-----|--------------------|-------|
| | G_{0i} (kN/m ²) | $\gamma_{0.5i}$ ($\times 10^{-4}$) | h_{max} | A | C | D | $\frac{Cs}{1+e_0}$ | X_i |
| 盛土(砂) Bk | 32930 | 2.46 | 0.25 | -0.2 | 3.0 | 50 | 0.006 | 0.175 |
| 砂質土 As | 21760 | 2.46 | 0.25 | -0.4 | 6.0 | 50 | 0.006 | 0.175 |
| 粘性土 Ac2 | 10490 | 6.64 | 0.20 | -1.0 | 15.0 | 50 | 0.060 | 0.120 |
| 粘性土 Ac3 | 15680 | 3.61 | 0.21 | -1.0 | 15.0 | 50 | 0.060 | 0.150 |
| 粘性土 Ac4 | 15680 | 3.61 | 0.21 | -1.0 | 15.0 | 50 | 0.060 | 0.150 |
| 洪積砂礫 Dg | 41160 | 2.06 | 0.26 | -1.0 | 25.0 | 50 | 0.005 | 0.300 |
| 洪積粘土 Dc | 17640 | 3.61 | 0.21 | -1.0 | 20.0 | 50 | 0.060 | 0.250 |

$G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_{m0}=9.8\text{kN/m}^2$ のときの $G_0, \gamma_{0.5}$

$$G_{0i} = G_0 / \sqrt{\sigma'_{m0}}, \quad \gamma_{0.5i} = \gamma_{0.5} / \sqrt{\sigma'_{m0}}$$

表5.2-11 構成式の土質パラメータ (解析-2, 解析-3)

| 地層名 | 修正R-Oモデル | | | おわんモデル | | | | |
|---------------|----------------------------------|---|-----------|--------|-----|-----|--------------------|-------|
| | G_{0i} (kN/m ²) | $\gamma_{0.5i}$ ($\times 10^{-4}$) | h_{max} | A | C | D | $\frac{Cs}{1+e_0}$ | X_i |
| 液状化層 8号珪砂 | 15460 | 2.68 | 0.24 | -1.0 | 3.5 | 50 | 0.006 | 0.08 |
| 非液状化層 3号珪砂 | 35610 | 2.68 | 0.24 | -5.0 | 9.0 | 150 | 0.060 | 0.15 |

$B=1.3$

$G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_{m0}=9.8\text{kN/m}^2$ のときの $G_0, \gamma_{0.5}$

$$G_{0i} = G_0 / \sqrt{\sigma'_{m0}}, \quad \gamma_{0.5i} = \gamma_{0.5} / \sqrt{\sigma'_{m0}}$$

5-2-7 自重解析

動的解析に先立ち、線形自重解析により成層地盤および構造物が存在する場合の初期応力を求め、1次元および2次元解析に使用する。2次元モデルであれば、本来なら施工過程や模型作成過程を考慮して設定すべきである。しかしここでは簡単のため、矢板の剛性を十分小さくし、道路構造物のみの影響が初期応力に反映するとした。

自重解析結果を図5.2-15、図5.2-16に示す。実構造物・遠心模型の双方とも、フローティング効果によって構造物直下の有効鉛直応力は、同一深度の周辺地盤に比べて小さくなっている。

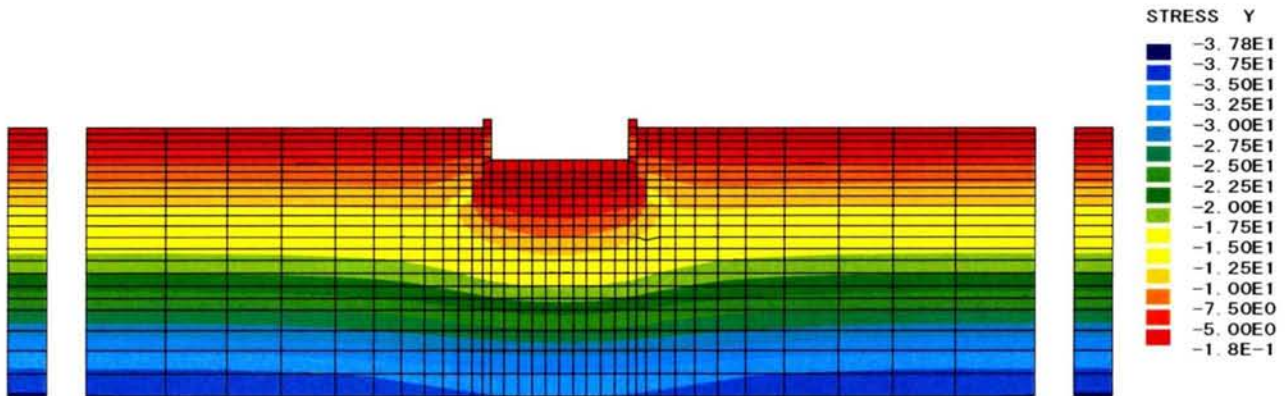


図 5.2-15 実構造物の自重解析結果：有効鉛直応力 σ_y (kN/m²)
(解析-1)

SLICE LOWER
STRESS Y -1.77E-1
-3.783E1

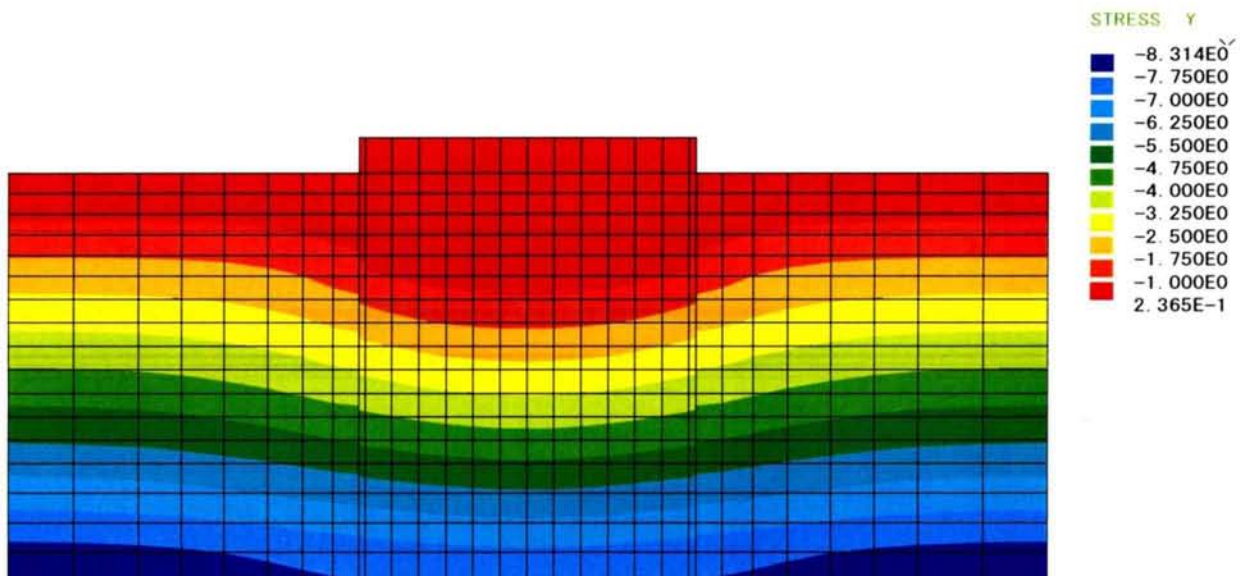


図 5.2-16 遠心模型実験の自重解析結果：有効鉛直応力 σ_y (kN/m²)
(解析-2, 解析-3)

SLICE LOWER
STRESS Y 2.365E-1
-8.314E0

5-3 2次元液状化解析による地震主要動時の検討

5-3-1 解析結果（解析-1：実構造物）

以下に実構造物(大開第3工区)を対象とした解析結果を示す。

5-3-1-1 動的応答、液状化の影響（解析-1）

a) 1次元解析結果

図5.3-1に、最大値分布を示す。過剰間隙水圧比はAs層で1まで達しており、液状化に至っている。他の層では0.2以下となっている。液状化層において大きな変位が生じており、地表面変位は26cmに達している。なお、液状化層内の加速度の最大値がやや大きいのはサイクリックモビリティによりスパイク上の波形となっているためである。せん断ひずみはAs層で最大値(4.2%)を生じている。Ac2～Ac4の粘土層でも1%程度のやや大きなせん断ひずみが生じている。

図5.3-2～3に時刻歴を示す。過剰間隙水圧比は主要動に入るとすぐに上昇しており、As層では約5秒で液状化に至っている。波形が波打っているのはサイクリックモビリティによるためである。加速度波形も5秒付近から振幅が小さくなっている。粘性土における過剰間隙水圧比は0.11程度と小さい。サイクリックモビリティは、地盤が液状化に至る時、せん断による膨張側の体積ひずみによって負の過剰間隙水圧が繰返し発生する現象であり、これに伴い、有効応力は常にゼロとはならず一時的に回復し、土の剛性も硬化する。このときの応力・ひずみ関係は、逆S字型となる。

b) 2次元解析結果

まず、過剰間隙水圧について考察する。図5.3-4, 5に過剰間隙水圧と過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大過剰間隙水圧比の分布を見ると、Bk層とAs層で過剰間隙水圧比がほぼ1に達し液状化に至っている。遠方地盤における過剰間隙水圧比の分布形状は、1次元解析結果の場合とほぼ同じである。

矢板の外側と矢板間の地盤(構造物直下)を比べると、同じ深度でも矢板間地盤では、以下のような条件の違いがある。

- ① 初期応力が小さく、構造物からの慣性力の影響を強く受ける。よって液状化しやすくなる。
- ② 一方、矢板間の地盤は壁に挟まれているため、せん断変形が抑制され液状化しにくくなる。

今回の結果では、①の影響の方が勝り、矢板間地盤の方が液状化しやすい傾向にある。この傾向は図5.3-6に示す最大せん断ひずみ分布からも伺える。矢板の外側近傍では、変形抑制効果により、遠方地盤より水圧上昇の程度は遅れひずみも小さくなっているが、ある程度離れるとその抑制効果はほとんど見られない。

図5.3-7に最大加速度分布を、図5.3-8に最大変形図を示す。遠方地盤の地表面水平加速度は、400Gal程度である。道路底版で386Gal、矢板頂部で639Galとなっている。最大変位は、道路底版で22.3cm、矢板頂部で28.3cm、解析底面で8.6cmである。また、これらの図よりU型道路構造物はロッキング振動していることが分かる。このため構造物と周辺地盤ではやや大きな上下動も発生している。道路側壁頂部で鉛直方向の加速度は176Galとなっている。底版中央部では上下動はあまり生じていない。図5.3-9に加振終了時(time=20sec)における変形図を示すが、変形量は小さい。

次に時刻歴について考察する。図5.3-10, 11に時刻歴出力節点番号と要素番号を示す。図5.3-12, 13に加速度時刻歴と変位時刻歴を示す。地表面(節点241, 301)における加速度は、1次元解析のときほど振幅が小さくなっていない。これは矢板・構造物の応答が周辺地盤に影響を与えたためである。変位時刻歴

からすると、加振終了時(time=20sec)における残留変形は小さい。図5.3-14に、Bk層とAs層における過剰間隙水圧比時刻歴を示す。1次元解析結果と比較すると、道路からやや離れた要素217では定性的に同様の傾向を示している。矢板近傍の要素274, 277では水圧上昇速度は遅くなっている。道路直下において(要素487)は、波形が波打っており強いサイクリックモビリティが見られる。

次に、U形鋼矢板(遮水壁)の耐震安全性について考察する。図5.3-15, 16に、矢板の断面力と応力の最大値分布を示す。ここでは比較のため、改良体の剛性(変形係数 E_{s0})が硬い場合($E_{s0}=490000\text{kN/m}^2$)と柔らかい場合($E_{s0}=49000\text{kN/m}^2$)の2ケースを想定した。直応力 σ としては、値が最も大きくなる縁応力 σ_h を示してある。 σ_h は、 $Z (=I/y)$ を断面係数とすれば、次式で表される。

$$\sigma_h = M_{\max}/Z \quad (5.3-1)$$

せん断応力 τ は許容応力度 τ_u に対して十分に余裕がある。曲げモーメントは、改良体下端(GL-7.7m)と液状化層(As)・非液状化層(Ac2)の境界付近で大きな値を示している。これに基づく直応力に着目すると、FSP-IVの場合、GL-7.7mの部分で縁応力 σ_h が許容応力度を若干超えている($\sigma_h=284200\text{kN/m}^2$)。この深度は改良体下端(床版底面)の位置である。改良体の剛性が柔らかい場合には、許容応力度以内に収まっている($\sigma_h=235200\text{kN/m}^2$)。(鋼矢板の許容引張応力 σ_u とせん断応力 τ_u は、 $\sigma_u=284200\text{kN/m}^2$ 、 $\tau_u=117600\text{kN/m}^2$ である。)よって、改良体が柔らかい場合には矢板は健全であるが、改良体が硬い場合には、改良体下端部で若干塑性化する可能性がある。よって、少なくとも改良体の下端部分は柔らかくし、剛性が急変するような施工は避けた方が良いと考えられる。

図5.3-17に、矢板FSP-IVの最大値の生じた部分(改良体下端部)の曲げモーメント時刻歴を示す。応答の最大値は、入力加速度の最大値の生じる5秒付近と、入力は小さいが完全液状化に至った後の16秒付近でも生じている。改良体剛性が硬い場合、4.6秒付近と15.8秒付近の2時点で許容応力を超えている。この時点における矢板の変形を図5.3-18に示す。実現象としては、震動中に矢板と改良体地盤の間に隙間ができ(剥離し)、改良体下端部での矢板の曲率が小さくなる可能性がある(図5.3-17の上の図参照)。しかし、今回の解析では矢板と改良体の水平変位は同一(剥離しない)としているので、安全側の結果を与えていると推察される。

図5.3-19には、As層における有効応力経路とせん断応力～せん断ひずみ関係を示す。道路直下において(要素487)、履歴ループが逆S字型となる強いサイクリックモビリティが見られる。

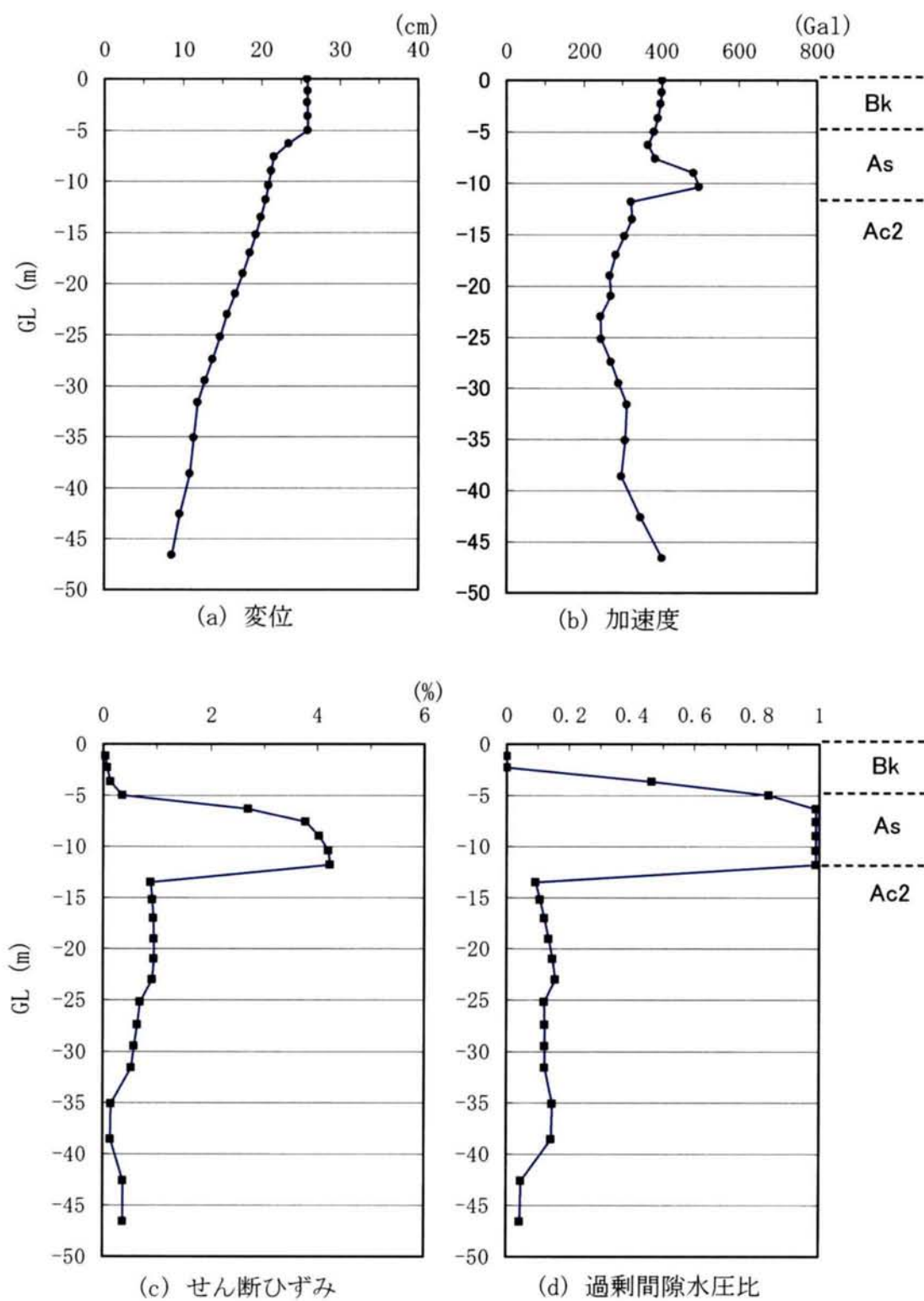


図5.3-1 1次元解析の最大値分布 (解析-1)

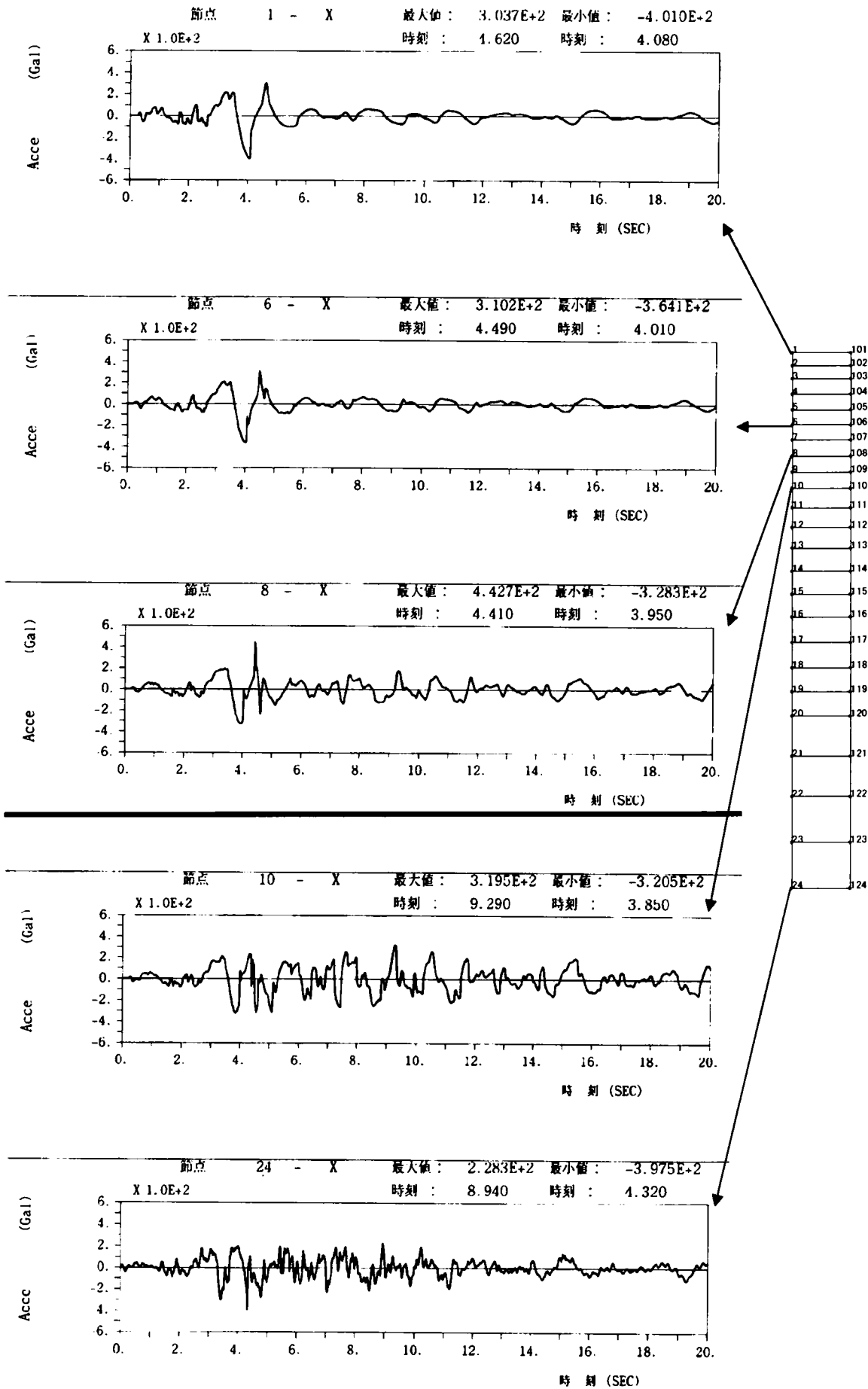


図 5.3-2 加速度時刻歴 (1次元) (解析-1)

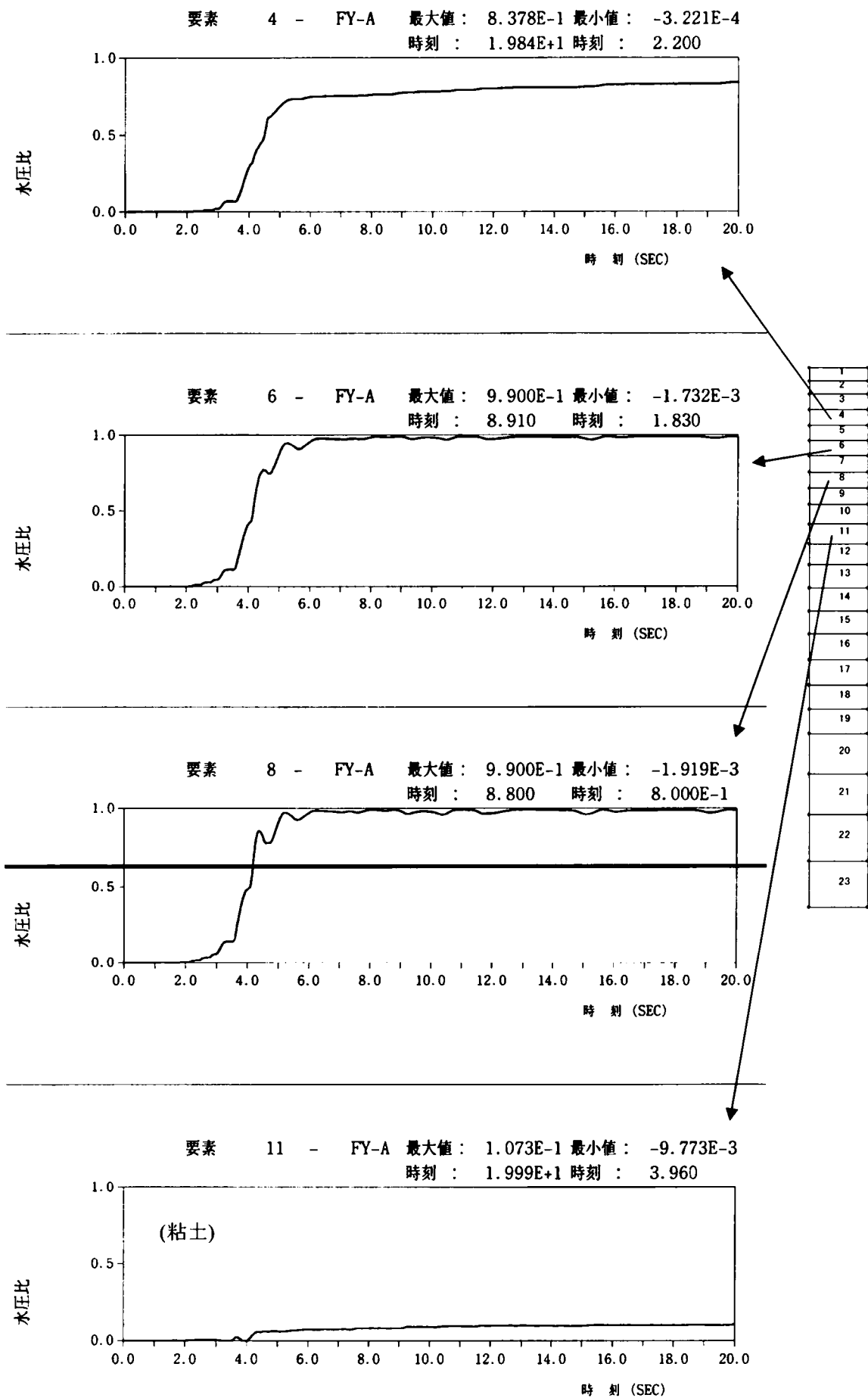


図 5.3-3 過剰間隙水压比時刻歴 (1 次元) (解析-1)

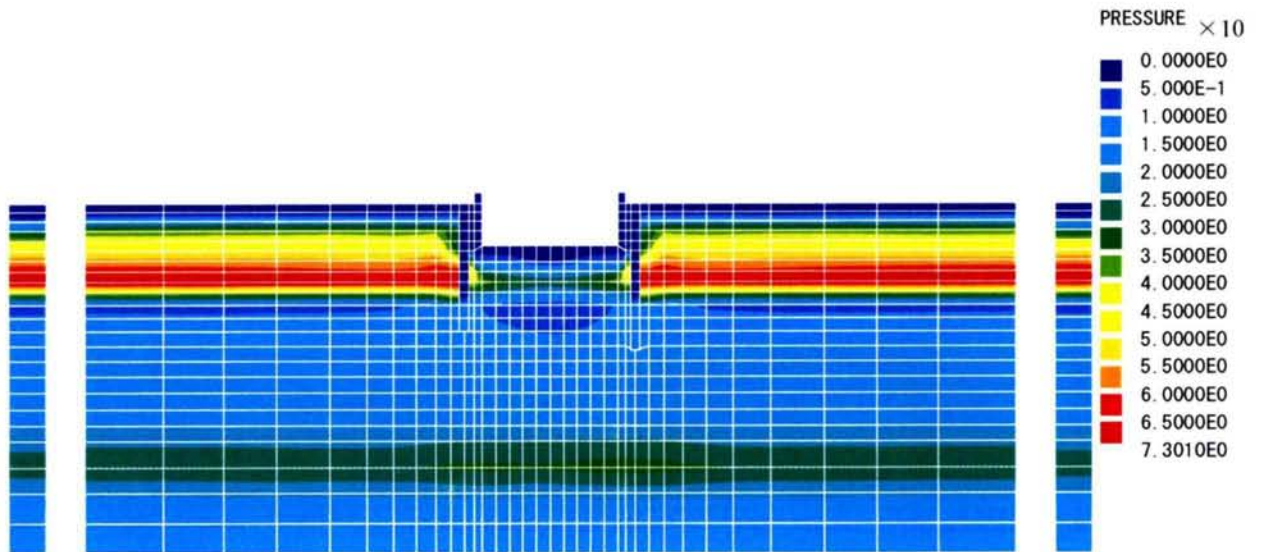


図 5.3-4 最大過剰間隙水圧分布図 (kN/m²) (解析-1)

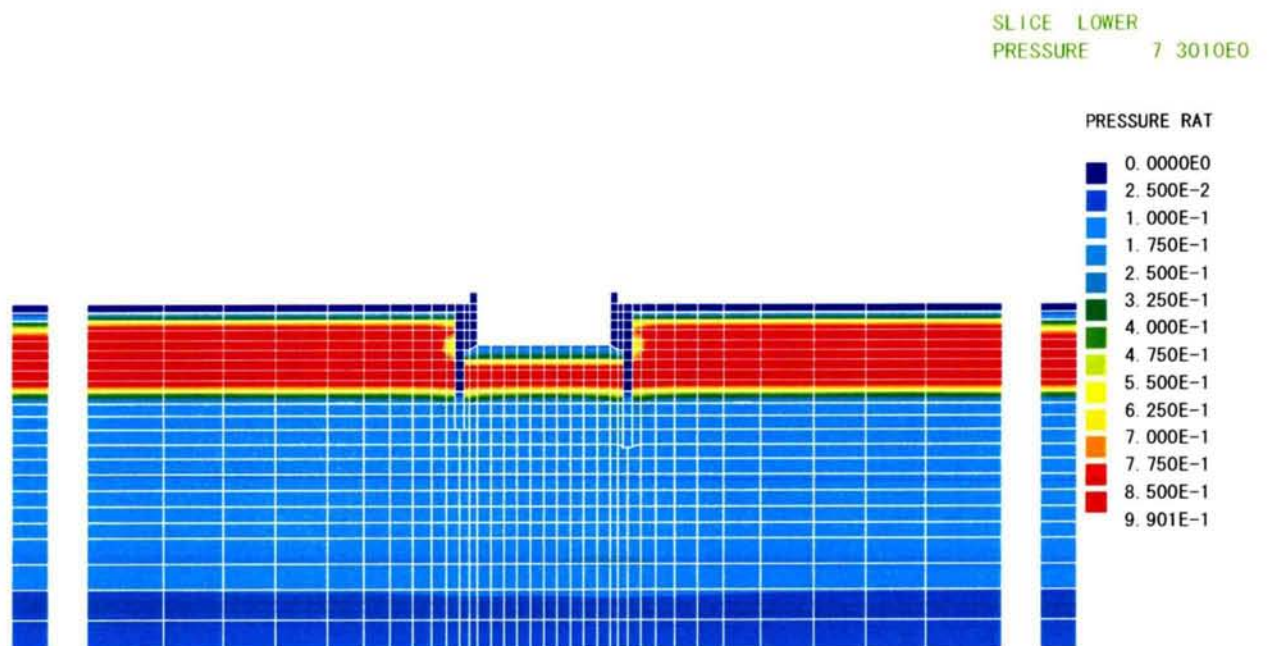


図 5.3-5 最大過剰間隙水圧比分布図 (解析-1)
(赤色部分は液状化)

SLICE LOWER
PRESSURE RAT 9.901E-1

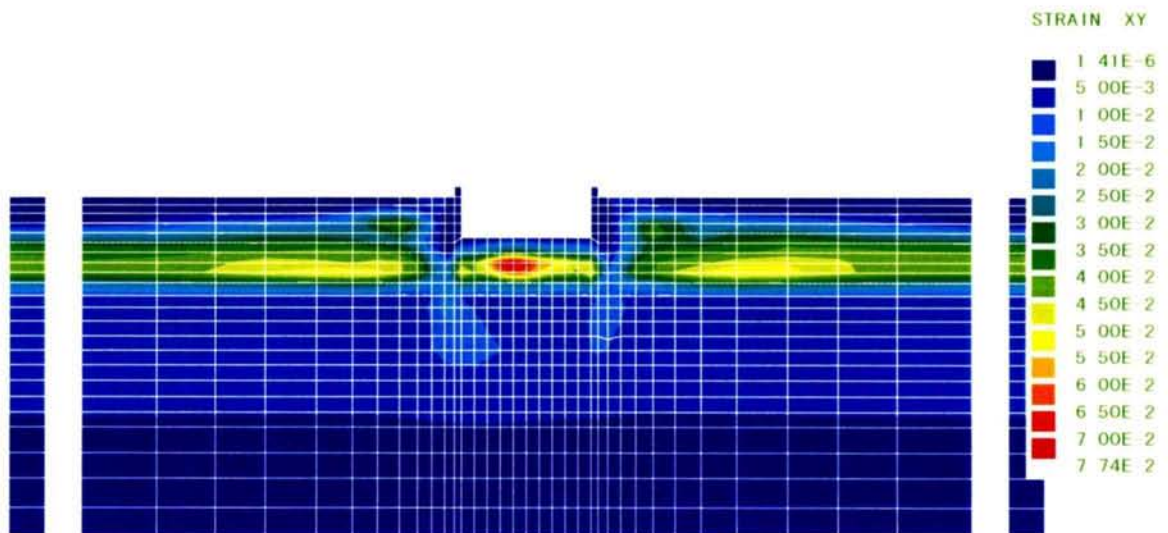


図 5.3-6 最大せん断ひずみ分布 (解析-1)

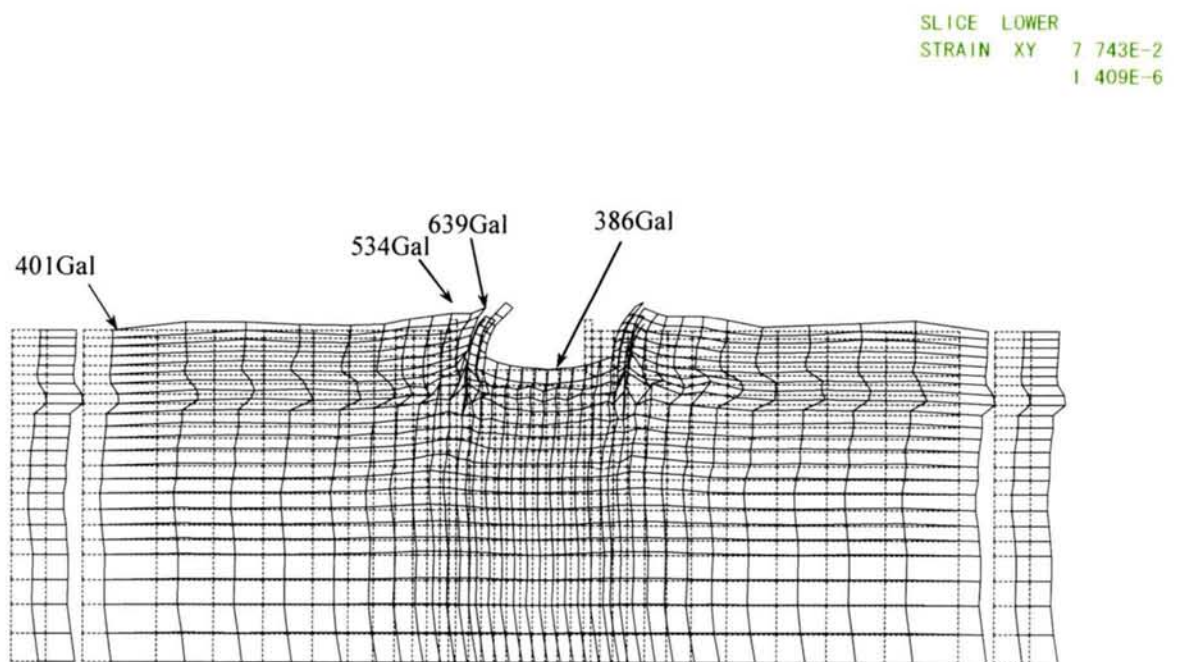


図 5.3-7 最大加速度分布図 (解析-1)

MAX OF ACCE 8 1347E0

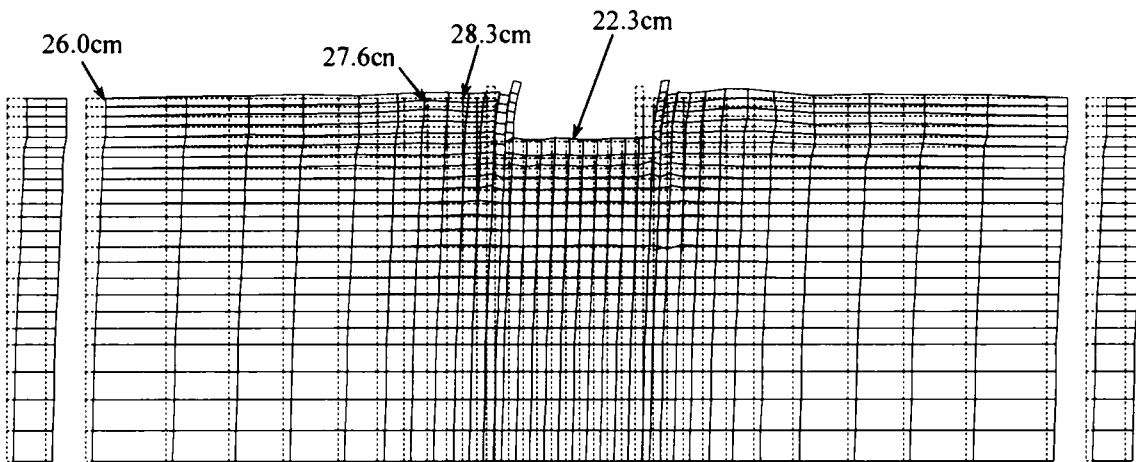


図 5.3-8 最大変形図 (解析-1)

MAX OF DISP = 4.45E-1

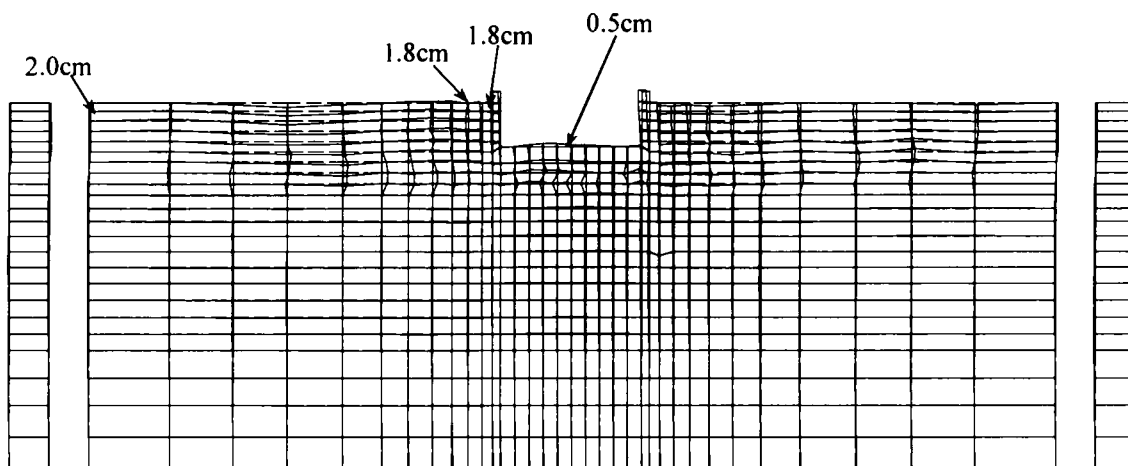


図 5.3-9 最終変形図 (time=20sec) (解析-1)

MAX OF DISP = 1.00E-2

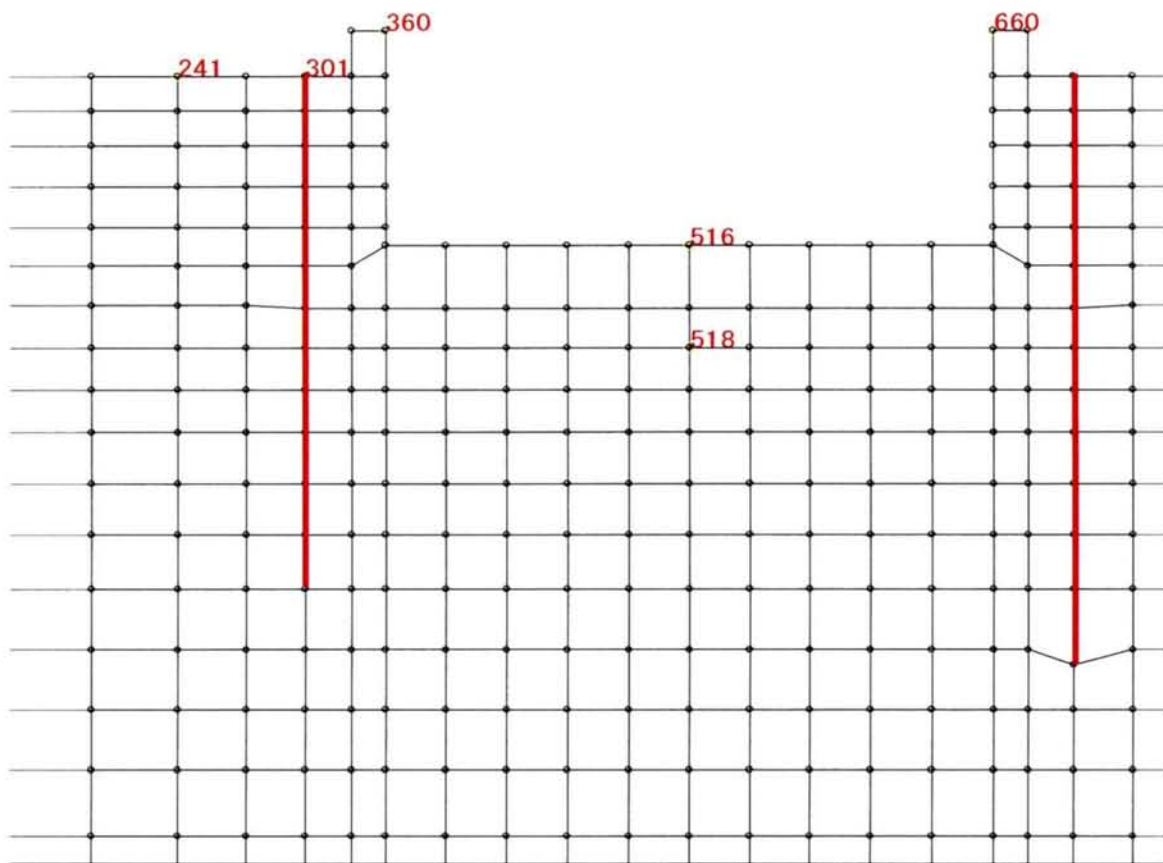


图 5.3-10 時刻歴出力節点番号 (解析-1)

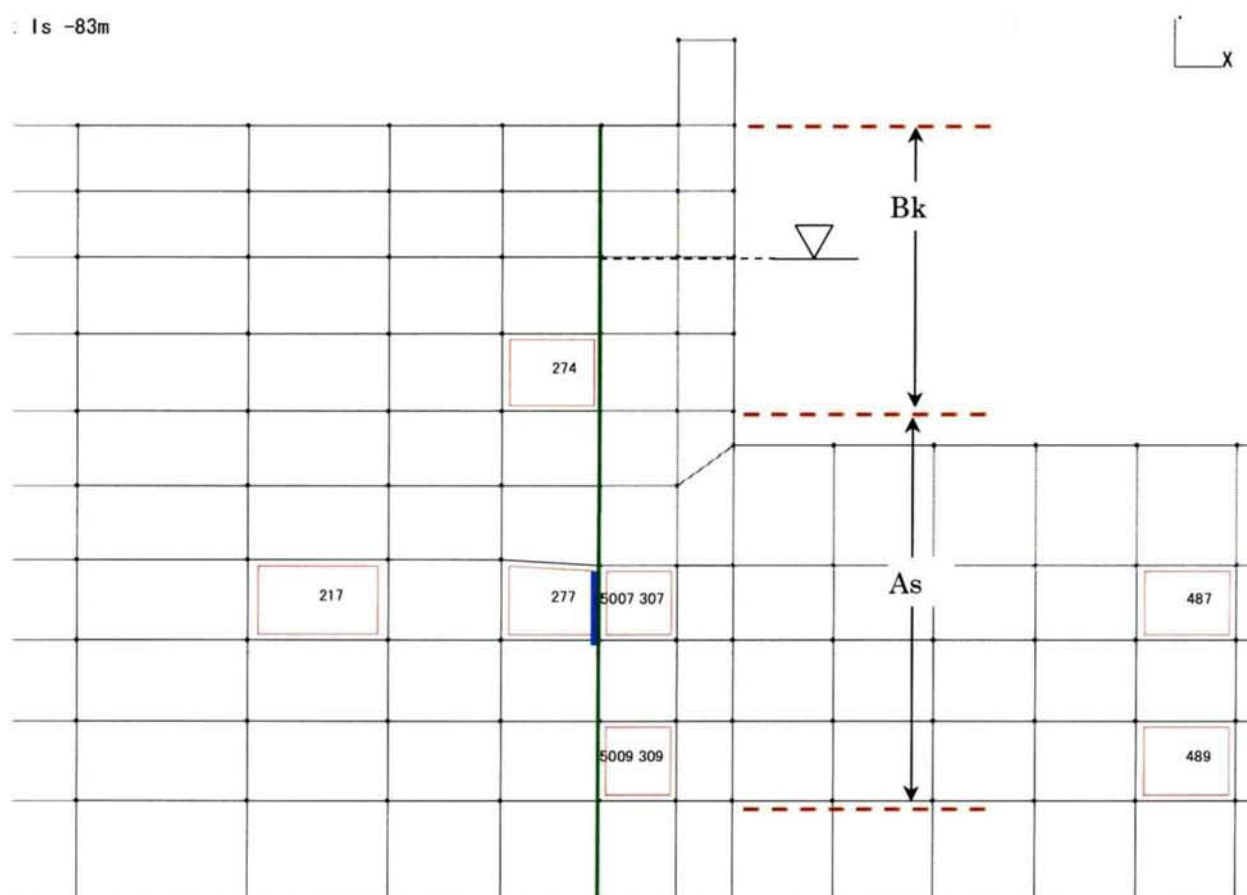


图 5.3-11 時刻歴出力要素番号 (解析-1)

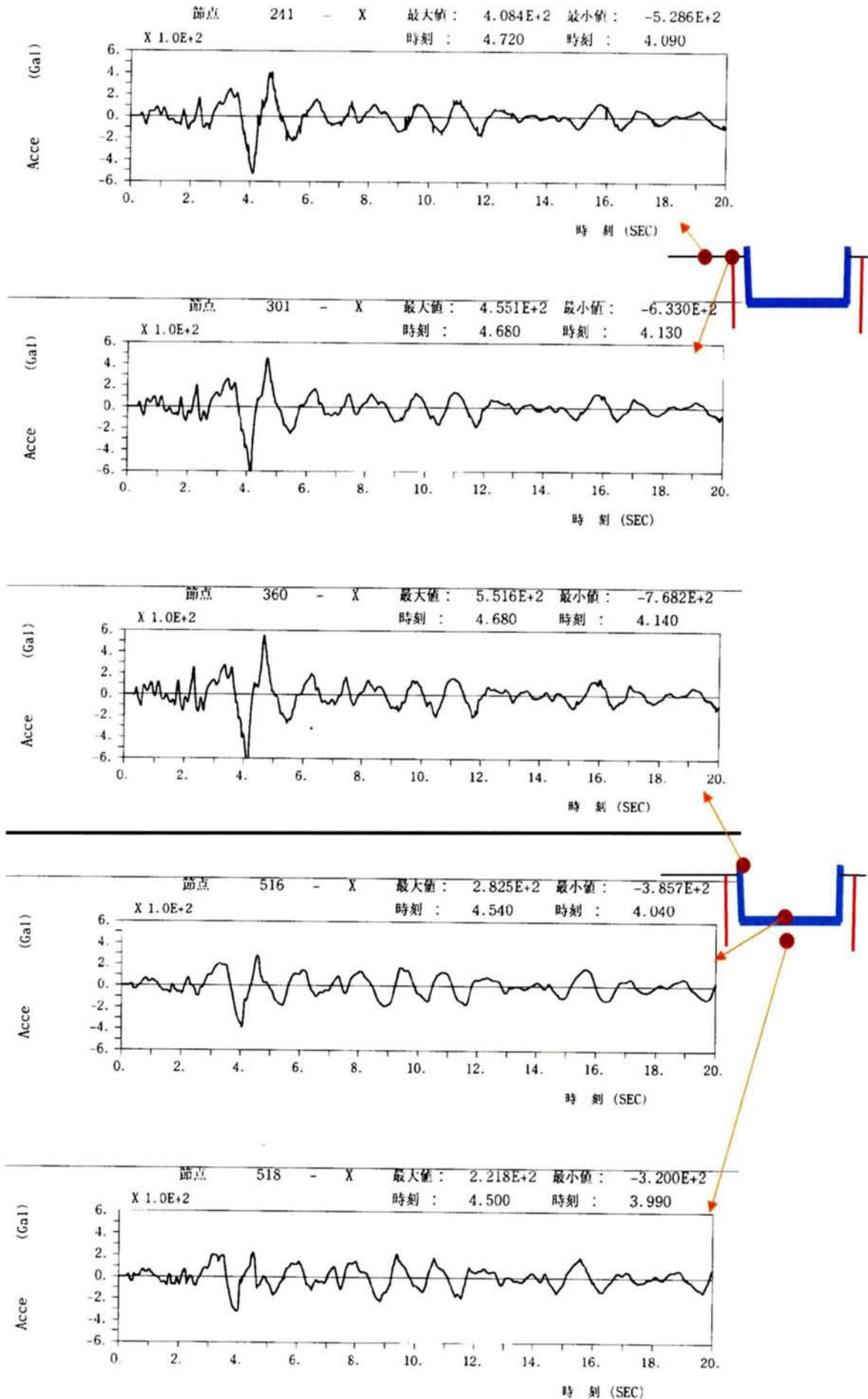


図 5.3-12 加速度時刻歴 (2次元) (解析-1)

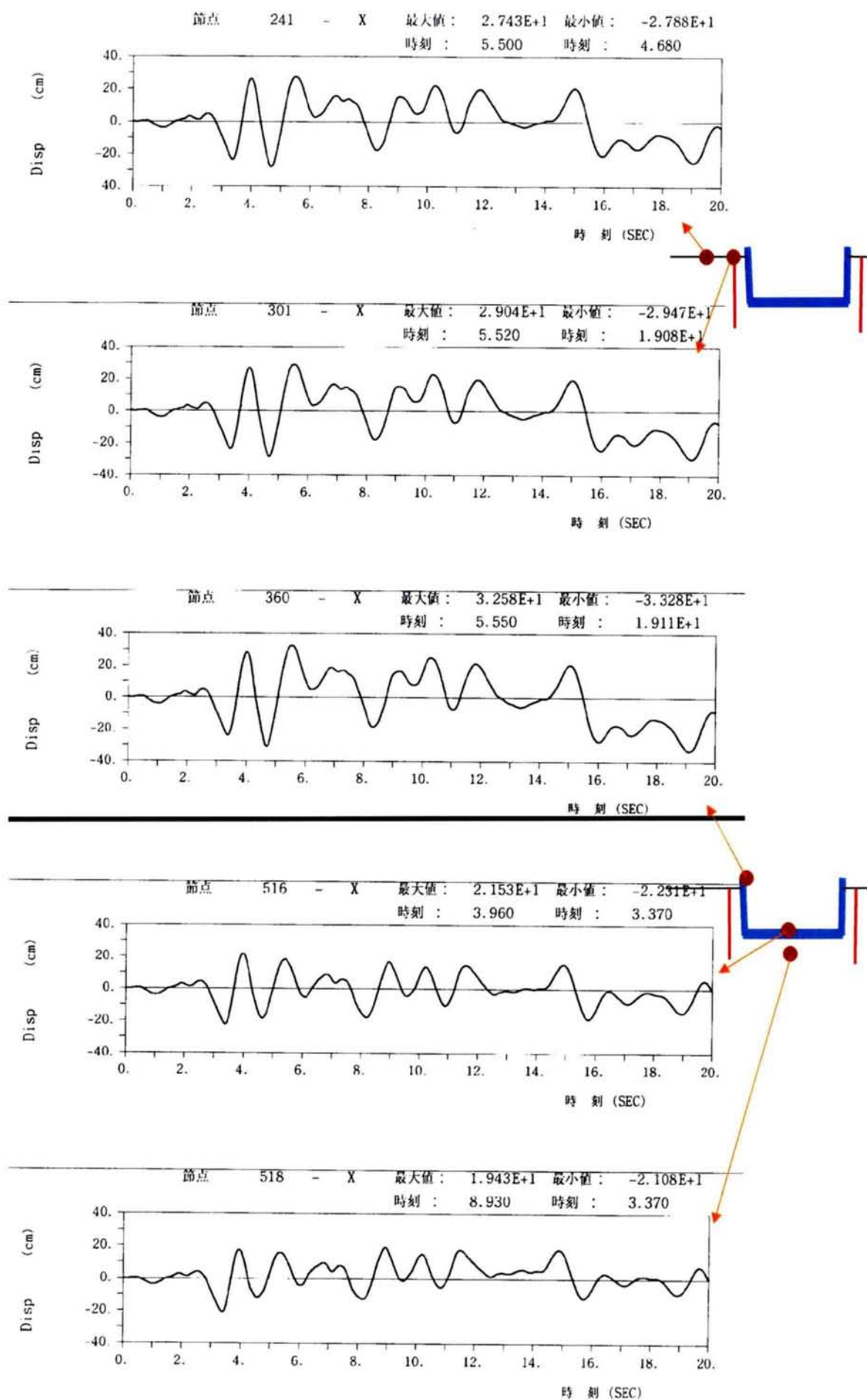


图 5.3-13 变位時刻歴 (2 次元) (解析-1)

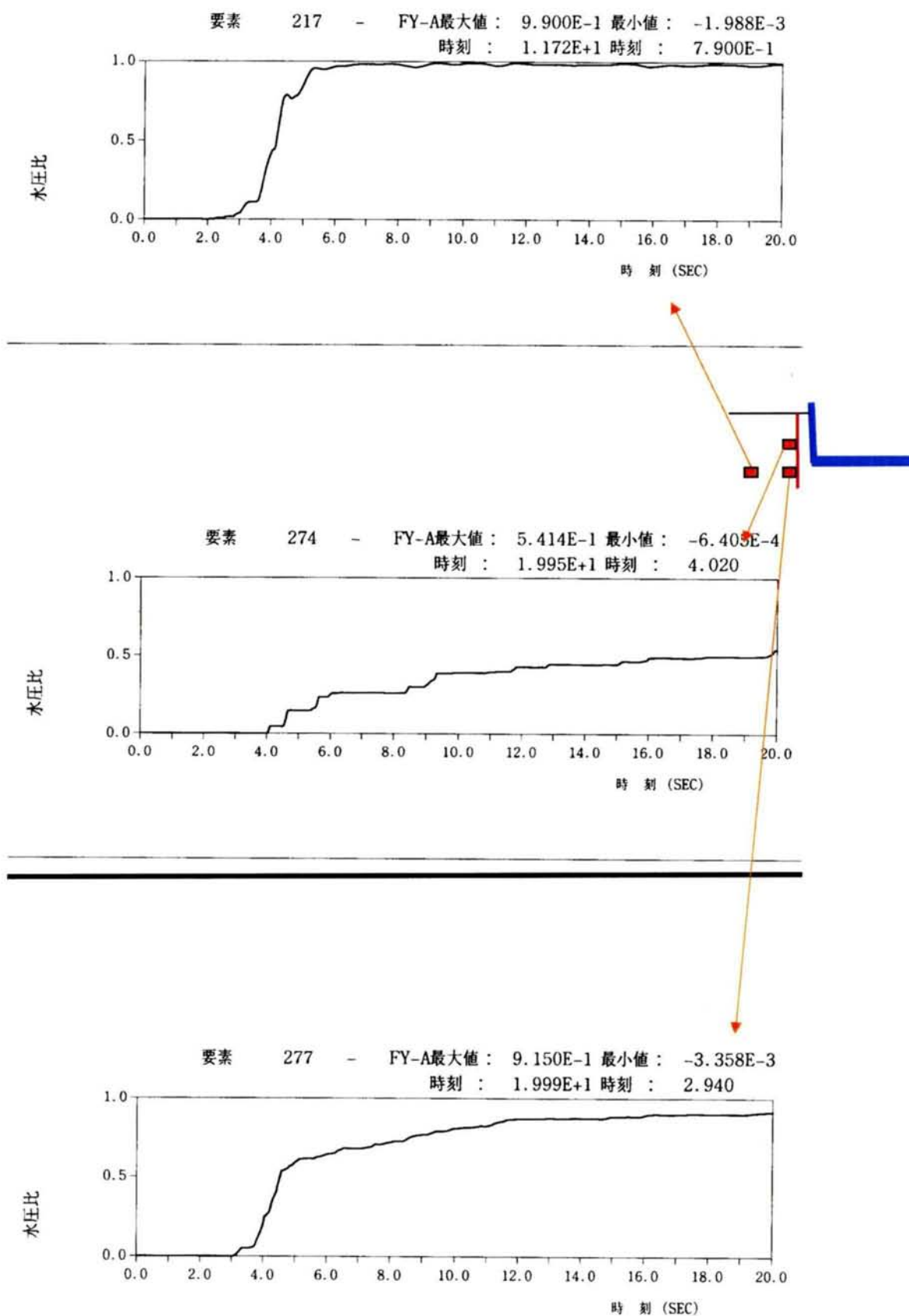


図 5.3-14(a) 過剰間隙水圧比時刻歴 (2次元) [その1] (解析-1)

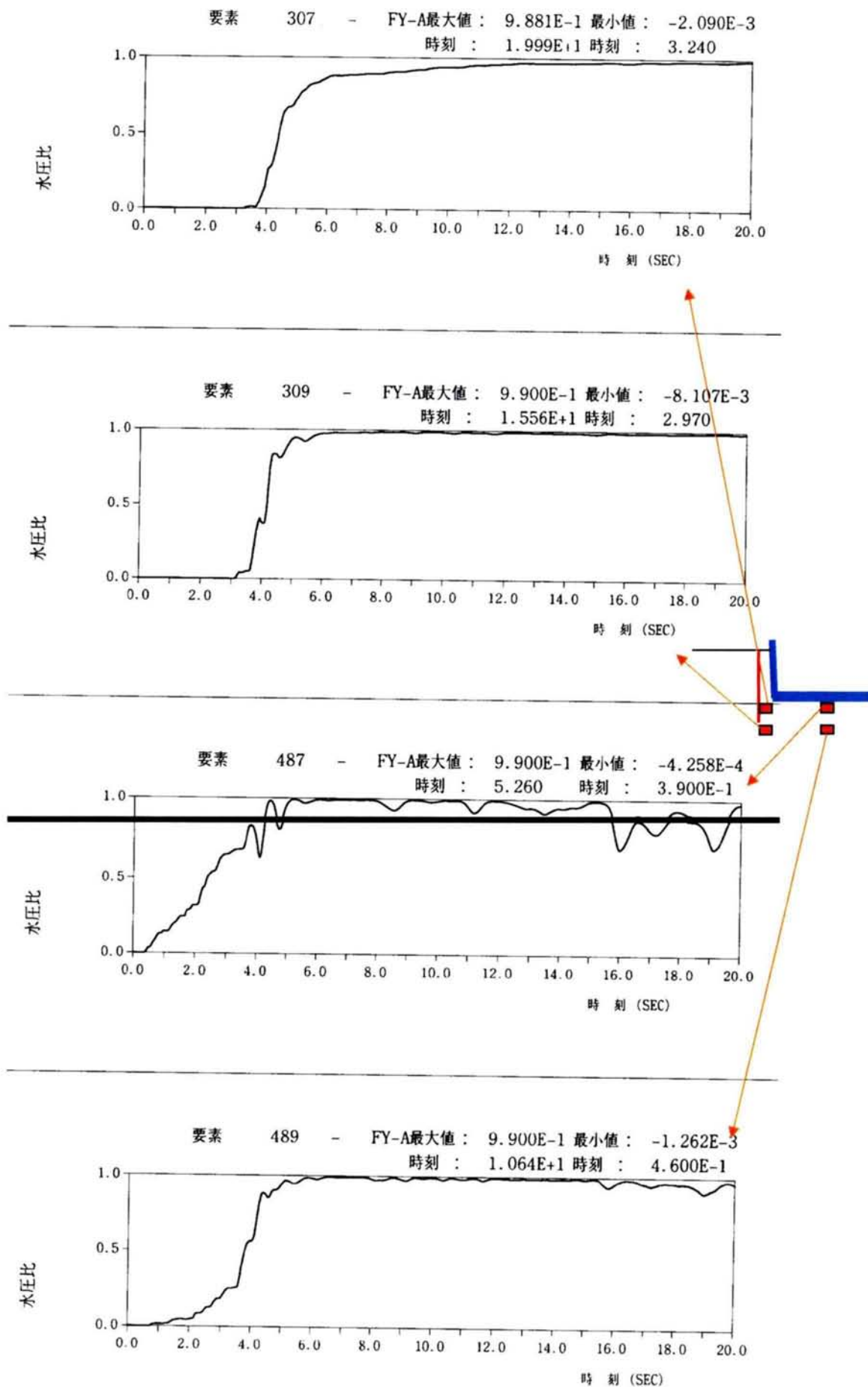


図 5.3-14(b) 過剰間隙水压比時刻歴 (2次元) [その2] (解析-1)

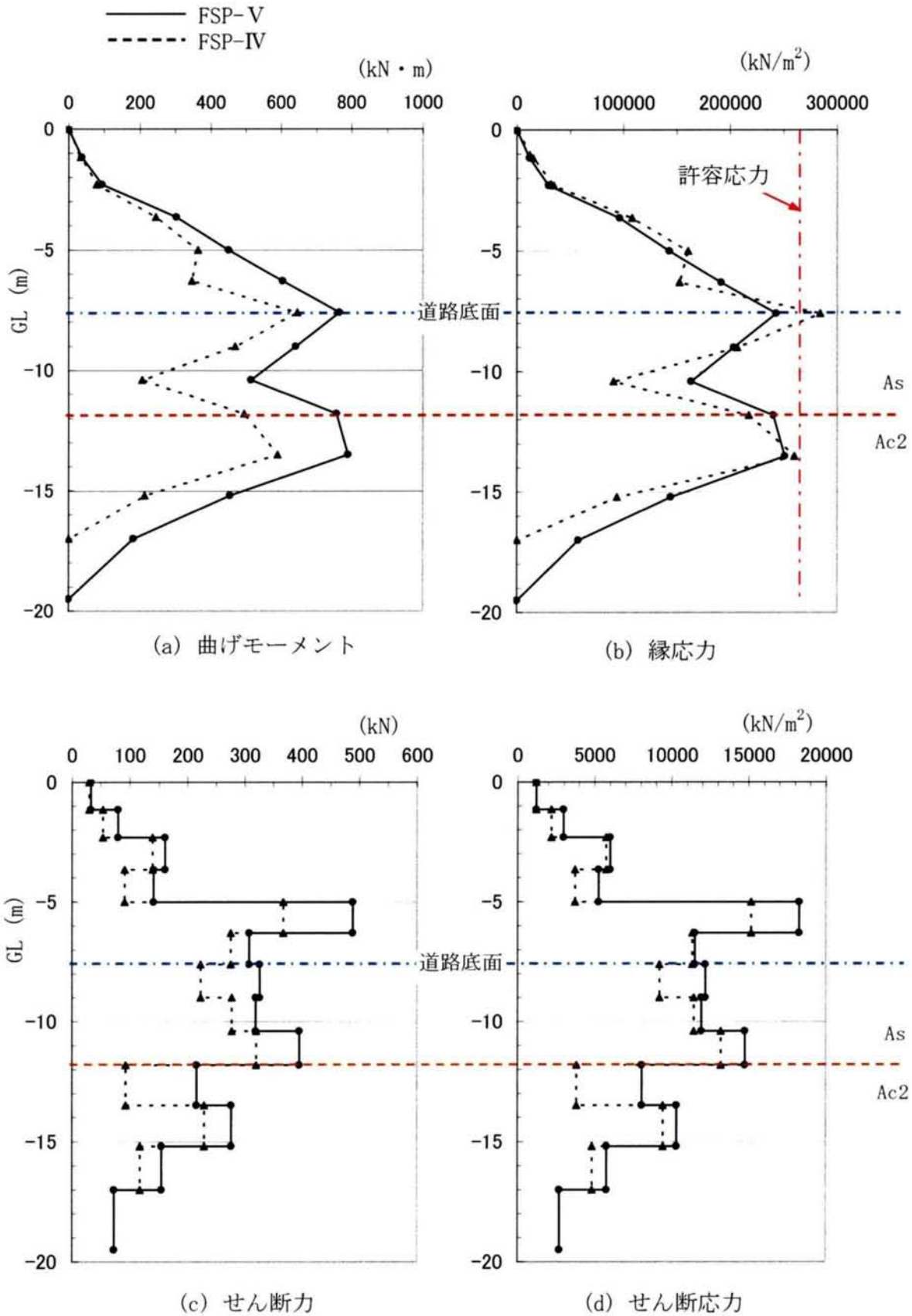


図 5.3-15 矢板の断面力と応力（奥行き 1m 当たり）（解析-1）
($E50=500\text{qu} = 490000\text{kN}/\text{m}^2$)

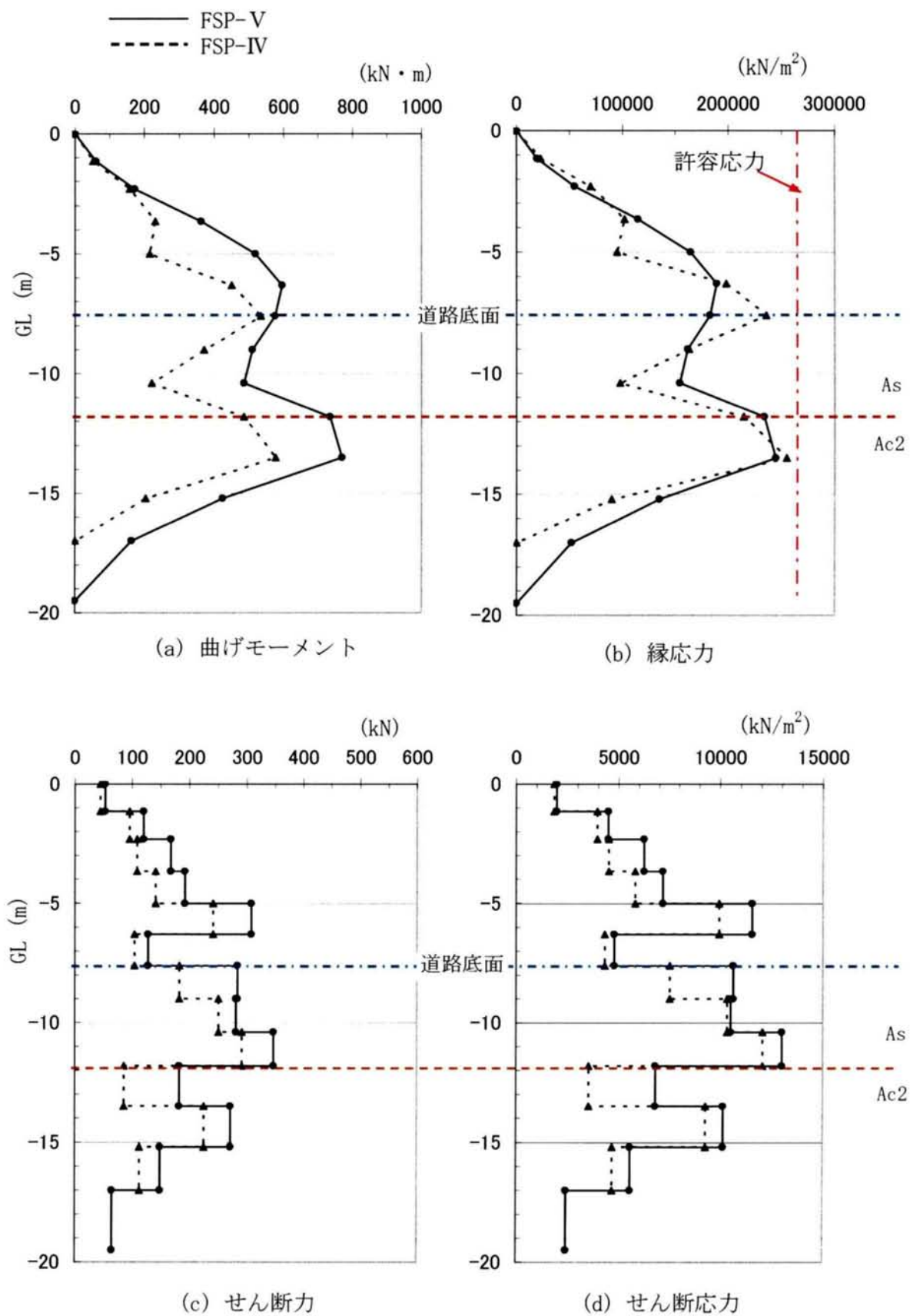


図 5.3-16 矢板の断面力と応力（奥行き 1m 当たり）（解析-1）
 (E50=50qu = 49000tf/m²)

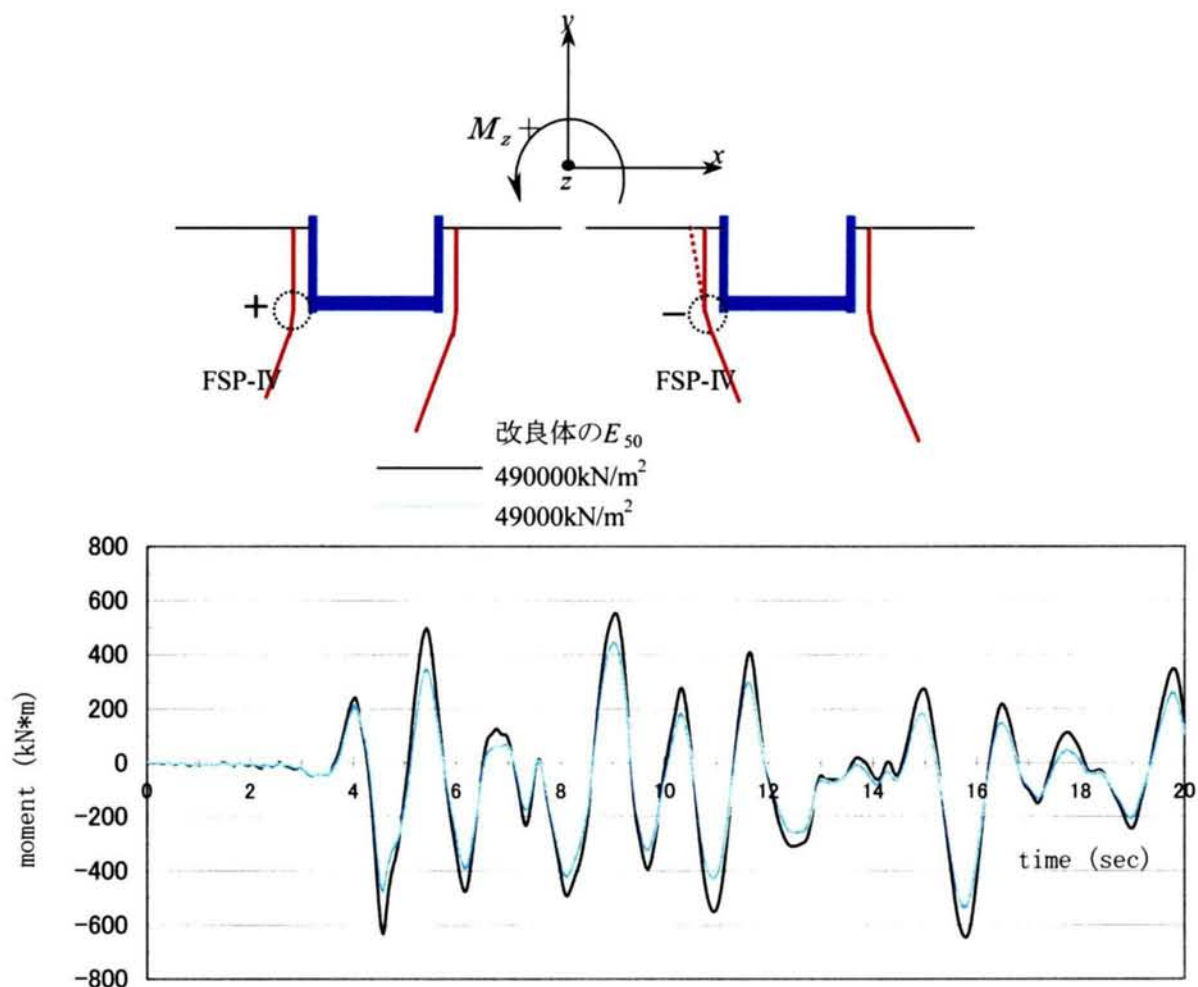


図 5.3-17(1) 矢板 (FSP-IV) の道路・地盤境界部の曲げモーメント時刻歴の比較 (解析-1)

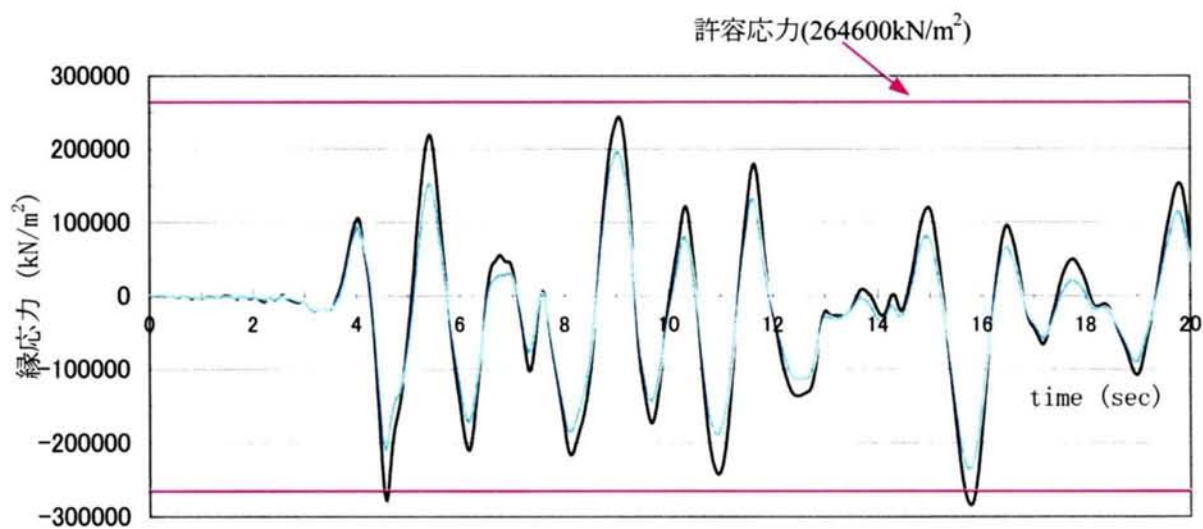


図 5.3-17(2) 矢板 (FSP-IV) の道路・地盤境界部の縁応力時刻歴の比較 (解析-1)

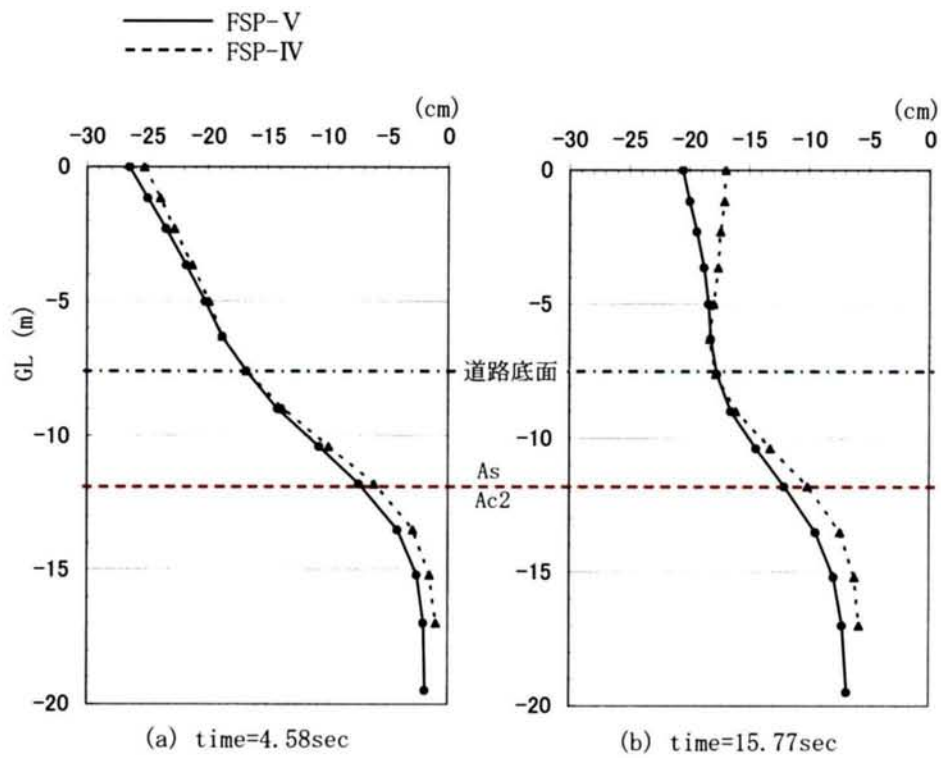


図 5.3-18 矢板の変位分布 (E50=500qu) (解析-1)

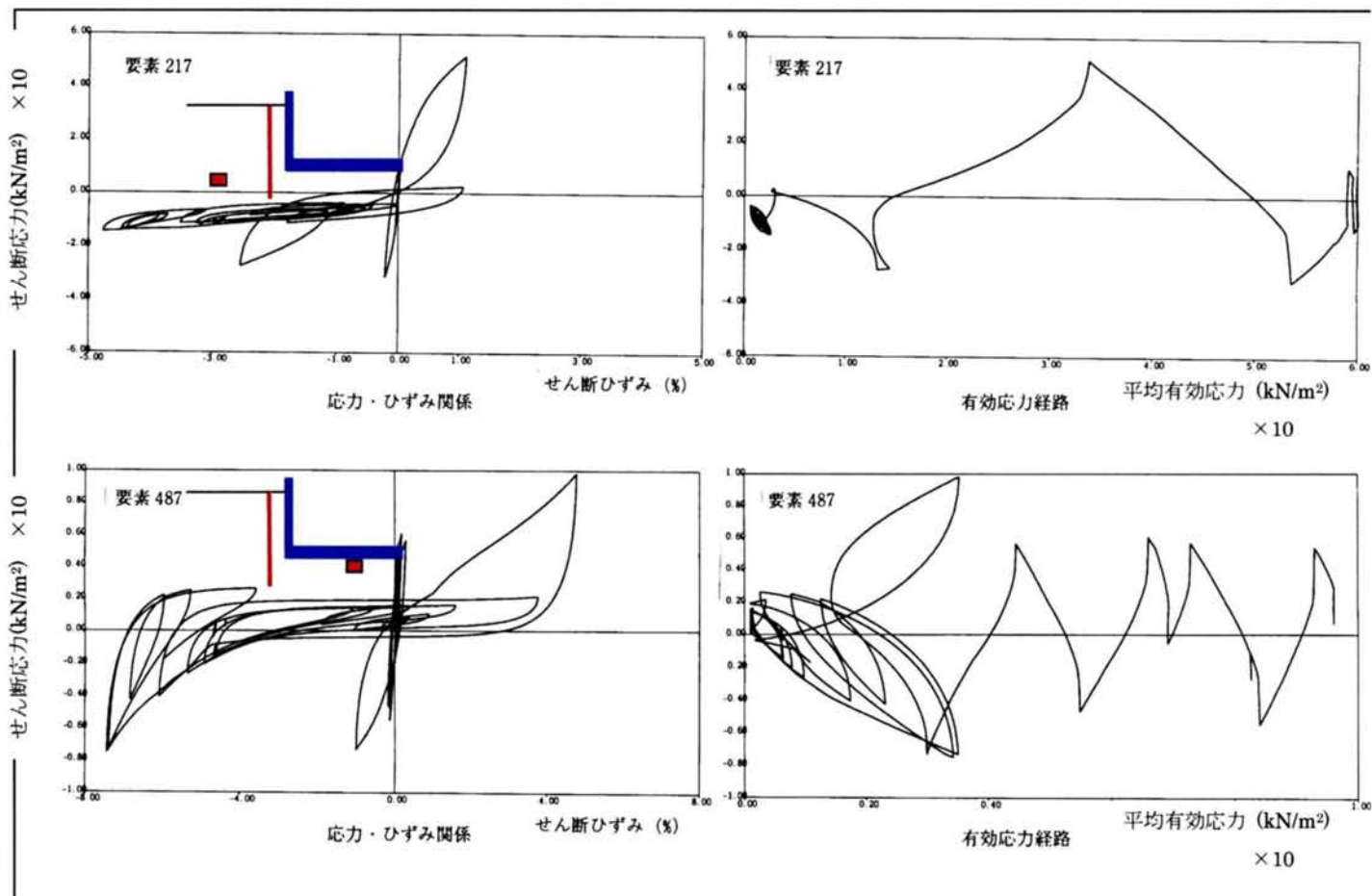


図 5.3-19 有効応力経路とせん断応力・せん断ひずみ関係 (解析-1)

5-3-1-2 液状化終息後の残留沈下(解析-1)

液状化終息後の残留沈下の算定は、ここでは社本の方法¹⁰⁾によった。液状化後の沈下を考慮する層は、地下水位以深の液状化層(Bk層, As層)とする。(非液状化層は、この手法の適用範囲外である。)

社本法による沈下算定地点は、図5.3-20に示す3地点：a)自由地盤、b)道路側方、c)道路中央とする。細粒分含有率 F_c 、間隙比 e 、最小間隙比 e_{min} は、表5.3-1のように設定した。ここでAs層の F_c を2種類設定した。 $F_c=60\%$ の場合も考えたのは、単位体積重量が $\gamma_t=16.7\text{kN/m}^3$ と小さくきれいな砂というより、シルトに近い砂質土と推察できるためである。間隙比 e は次式により算定した。

$$\gamma_t = (G_s + e)/(1 + e) \cdot \gamma_w \quad (5.3-2)$$

ここに、 γ_w は水の単位体積重量($=9.8\text{kN/m}^3$)、 G_s は土粒子の比重($=2.65$)である。上式から e を求めると、次式を得る。

$$e = (G_s \cdot \gamma_t) / (\gamma_t - 1) \cdot \gamma_w \quad (5.3-3)$$

平間・水野らの式^{11), 12)}より、 e_{min} は次式より推定できる。

$$e_{min} = 0.008F_c + 0.6 \quad (5.3-4)$$

表 5.3-1 沈下量算定のための緒量 (解析-1)

| | 土粒子比重 G_s | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 細粒分含有率 F_c (%) | 間隙比 e | 最小間隙比 e_{min} |
|-----|----------------|---|---------------------|------------|--------------------|
| Bk層 | 2.65 | 18.6 | 20 | 0.833 | 0.76 |
| As層 | 2.65 | 16.7 | 20 | 1.357 | 0.76 |
| | | | 60 | | 1.08 |

表5.3-1の値を用いて深度方向の沈下量分布を示したのが図5.3-21である。 $F_c=60\%$ の場合の沈下量についてみると、道路では約12cm、道路側方地盤で約8cm、自由地盤(遠方地盤)で約14cmとなっている。よって、沈下量は一様でなく場所により異なるが、その差異は6cm程度となる。

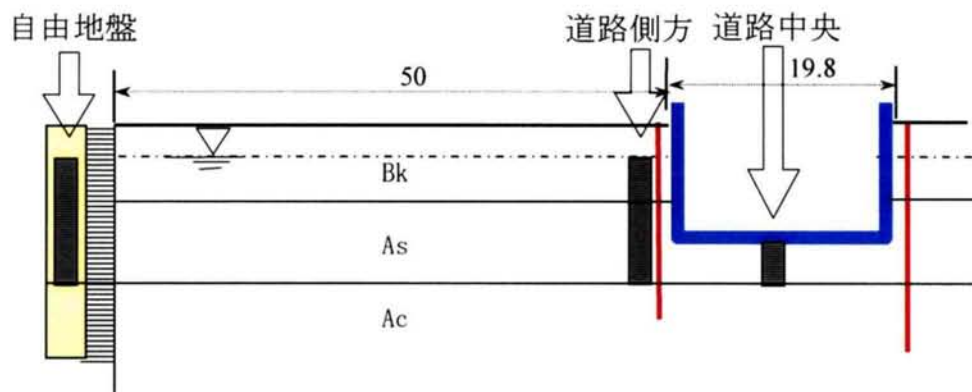


図 5. 3-20 沈下量算定地点 (3 地点) (解析-1)

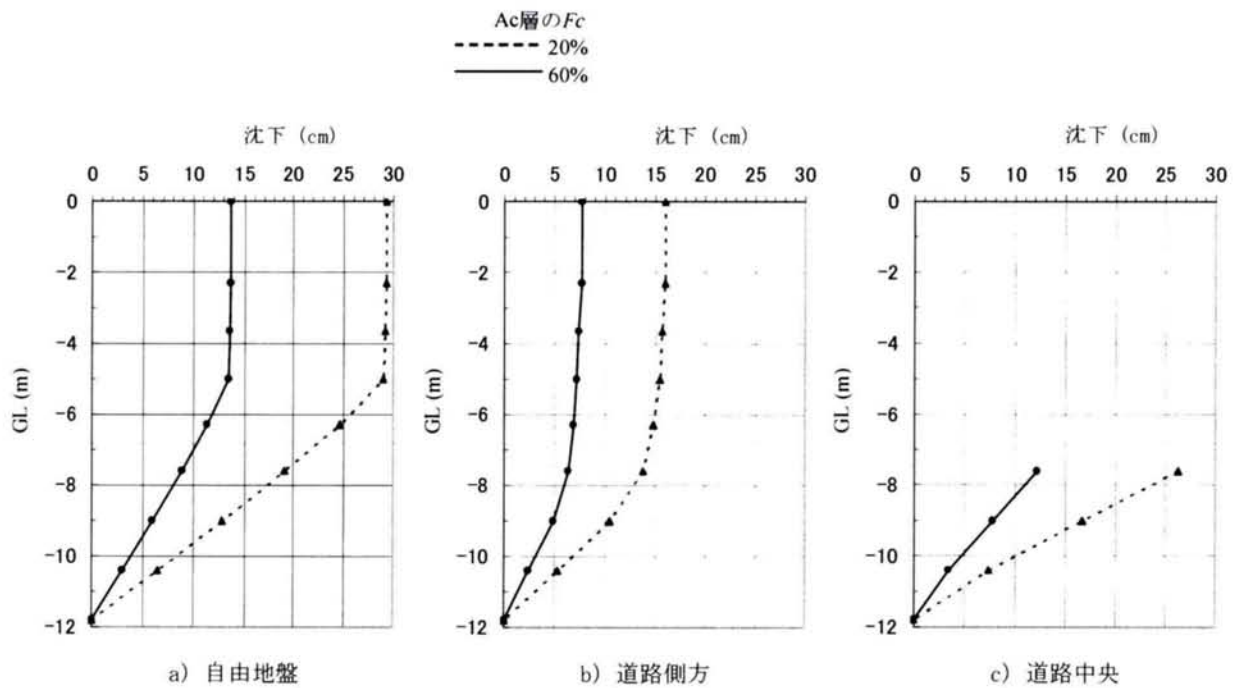


図5. 3-21 液状化後の沈下の深度分布 (解析-1)

5-3-2 解析結果（解析-2：遠心模型実験；遮水壁の根入れ10cm）

以下に、遠心模型実験-2（非液状化層厚10cm）を対象とした解析結果を示す。

5-3-2-1 動的応答、液状化の影響（解析-2）

まず、過剰間隙水圧について考察する。図5.3-22, 23に過剰間隙水圧と過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。液状化層(8号珪砂)は全層液状化に至っている。非液状化層(3号珪砂)では水圧比は60～70%まで上昇しているが、液状化には至っていない。

矢板の外側と矢板間の地盤(構造物直下)を比べると、同じ深度においても矢板間地盤では、以下ののような条件の違いがある。

- ① 初期応力が小さく、構造物からの慣性力の影響を強く受ける。よって液状化しやすくなる。
- ② 一方、矢板間の地盤は壁に挟まれているため、せん断変形が抑制され液状化しにくくなる。

今回の結果では、①の影響の方がやや勝り、矢板間地盤の方が若干液状化しやすい傾向にある。この傾向は図5.3-24に示す最大せん断ひずみ分布からも伺える。同図より構造物のすぐ横では変形が抑えられせん断ひずみが小さくなっている。

図5.3-25に最大加速度分布を示す。地盤について見ると、液状化により加速度は全体的に減衰している(側方地盤地表面で130Gal程度)。構造物近傍では、構造物のすぐ下までは加速度は小さく(100Gal程度)、構造物でやや増幅している。

図5.3-26に最大変形図を示す。液状化層である8号珪砂層の下の方で大きく変形しており、余弦分布に近い深度分布形状を示している。地表面の変形は2.5cm程度とさほど大きくない。構造物はややロッキング振動していることが分かる(このことは最大加速度分布で構造物両端で上下加速度が大きくなっていることから伺える)。図5.3-27に加振終了時(time=30sec)における変形図を示す。構造物の残留変形は小さい。

次に時刻歴について考察する。図5.3-28に加速度時刻歴を示す。側方地盤の上層部(節点91, 96)における加速度は、振幅が小さくなっており、実験値とも対応している。非液状化層上面の波形は、振幅の減少は見られずむしろ若干増幅している。構造物の加速度は、解析値の方がやや小さい。構造物直下の地盤では、実験値の方がやや小さい。

図5.3-29に過剰間隙水圧比時刻歴を示す。液状化層においては、実験値と解析値は良い対応を示している。5秒付近で液状化に至っており、この時刻で加速振幅が小さくなっている。ただ、解析値の方がサイクリックモビリティがやや小さい。非液状化層では、実験値・解析値ともに70%までしか上昇しておらず、上昇速度も液状化層に比べて緩やかである。またサイクリックモビリティが見られる。

図5.3-30に矢板天端の変位時刻歴を示す。構造物側(内側)への変位を正としている。解析では液状化した泥水が重力によって壁を押してそり返す効果が入っていないので、実験値のように外側への残留変形は見られない。

図5.3-31に、矢板A, Bの最大曲げモーメント分布図を示す。なお、以降の曲げモーメントは奥行き1m当たりの値で表している。液状化層・非液状化層の境界部で大きな値を示している。構造物底面での値は大きくない。一方、実構造物の場合には、構造物底面における矢板曲げモーメント M の値は大きくなっていた。これは実験では間詰材として非常に柔らかい寒天を用いているためである。実構造物の場合も、セメント改良土の E_{s0} を49000kN/m²と小さい値にした場合には、 M の値は小さくなっており、さらに小さいとこのような分布になると考えられる。

図5.3-32に、矢板Bの最大値の生じた部分(改良体下端部)と構造物底面部での曲げモーメント時刻歴を示す。実験値の構造物底面部(B-2)では値が残留している。

図5.3-33には、液状化層(8号珪砂)と非液状化層(3号珪砂)における有効応力経路とせん断応力・せん断ひずみ関係を示す。液状化層においては、弱いサイクリックモビリティを示しながら液状化に至っている。非液状化層においては、やや強いサイクリックモビリティを示しながら有効応力が減少しているが液状化に至らず、履歴ループも紡錘形を保っている。最終的に割線剛性で1/3程度に減少している。

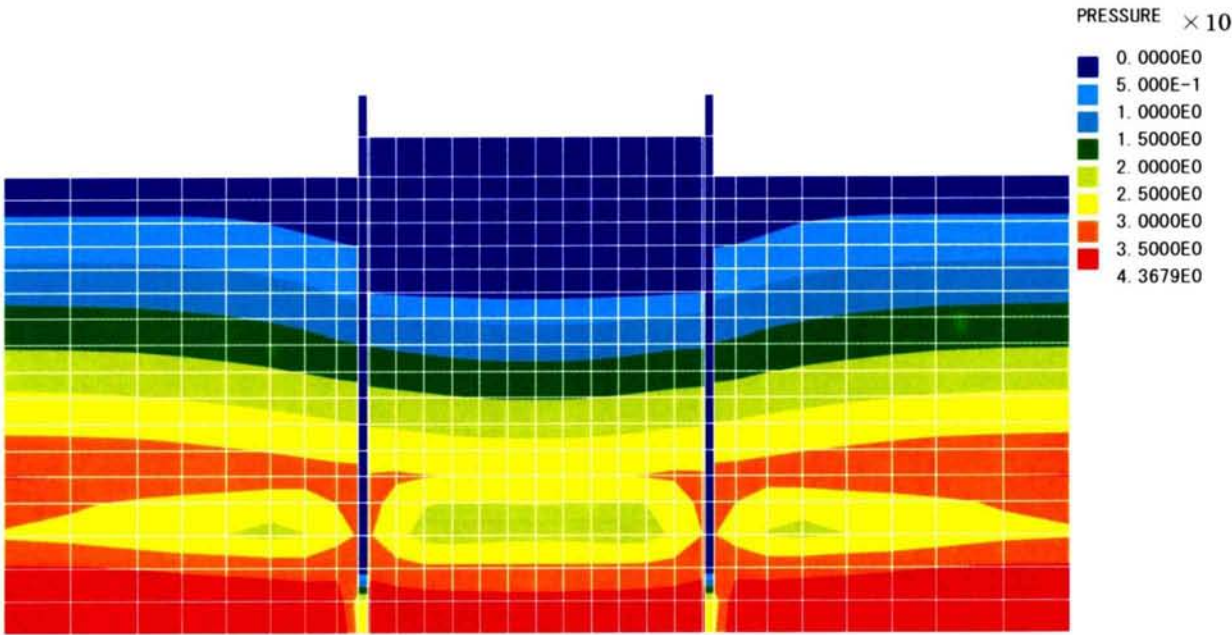


図 5.3-22 最大過剰間隙水圧分布図 (kN/m²) (解析-2)

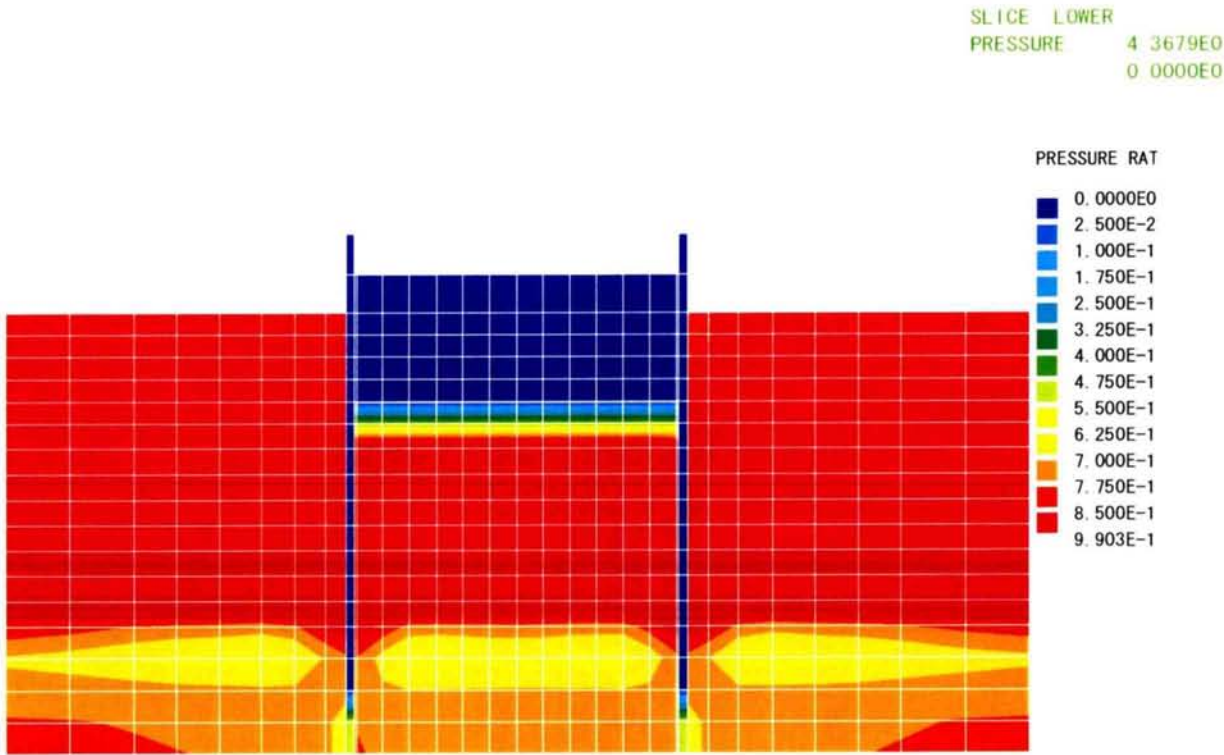


図 5.3-23 最大過剰間隙水圧比分布図 (解析-2)
(赤色部分は液状化)

SLICE LOWER
PRESSURE RAT 9.903E-1
0.0000E0

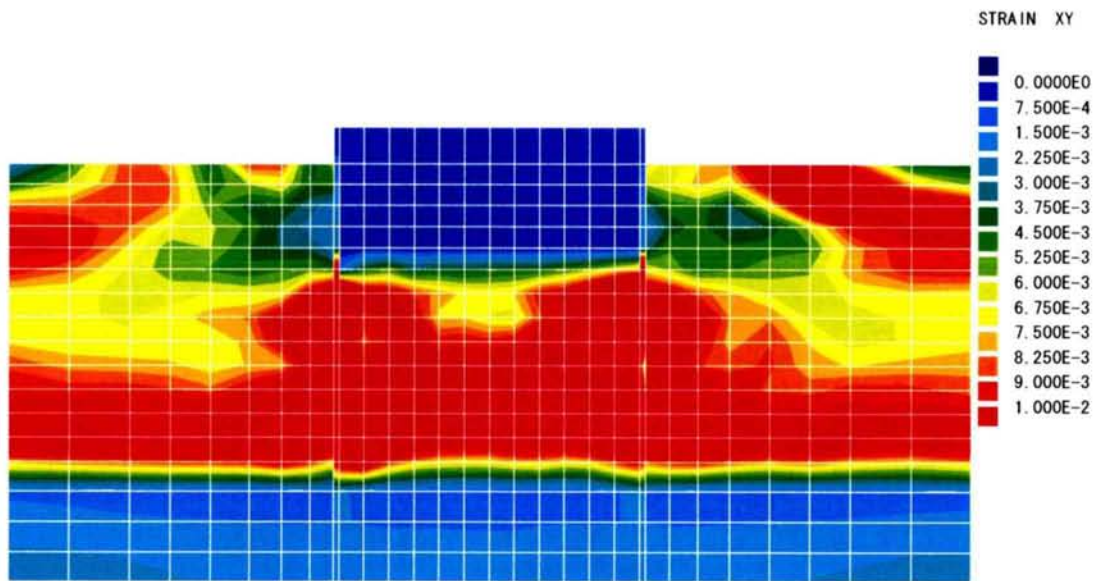


図 5.3-24 最大せん断ひずみ分布 (解析-2)

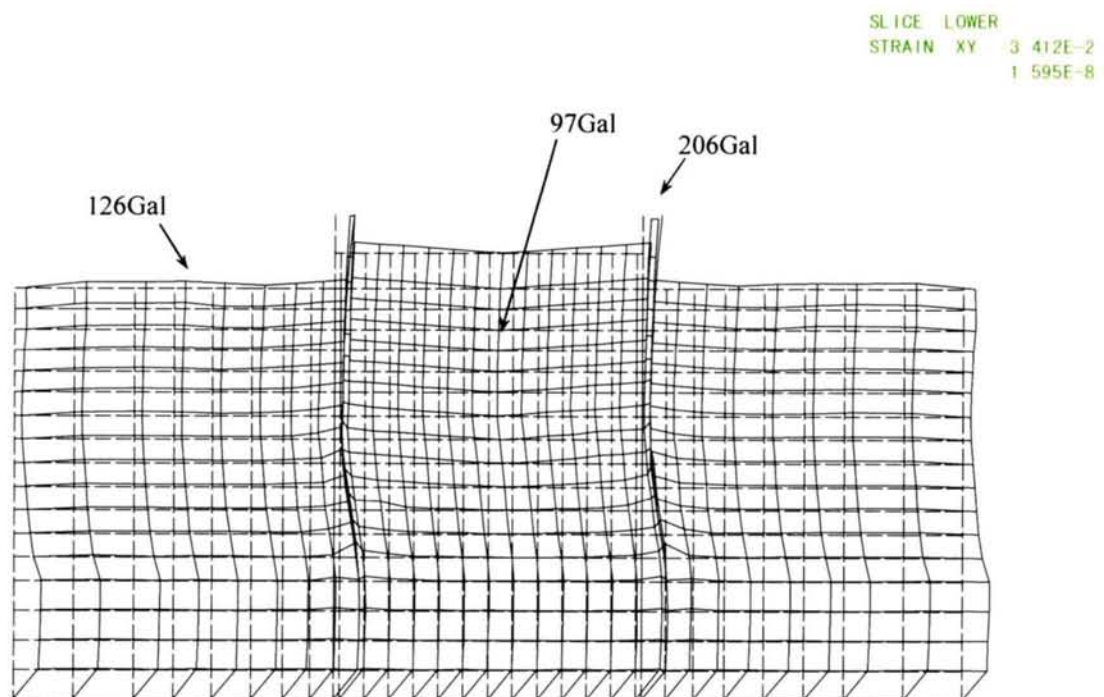


図 5.3-25 最大加速度分布図 (解析-2)

MAX OF ACCE 4 3749E0

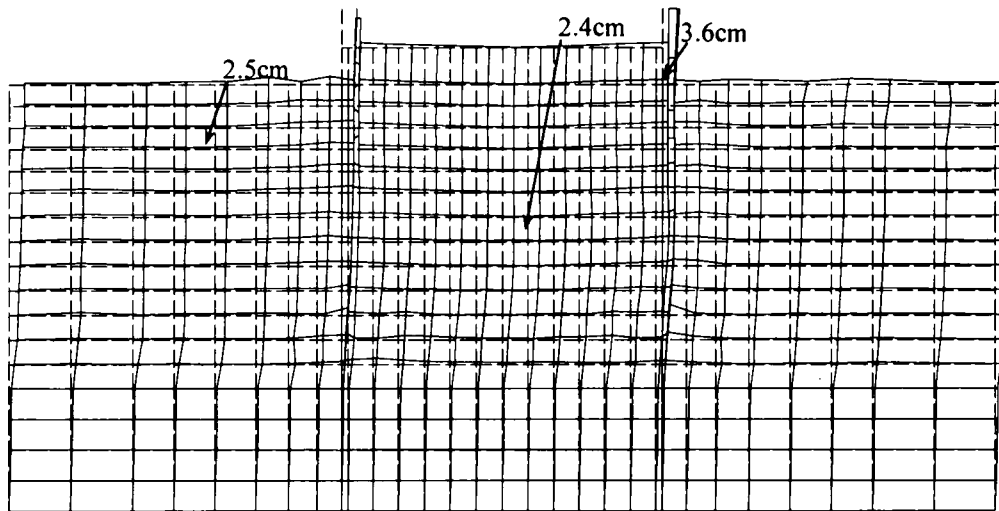


図 5.3-26 最大変形図 (解析-2)

MAX OF DISP=3.626E-1

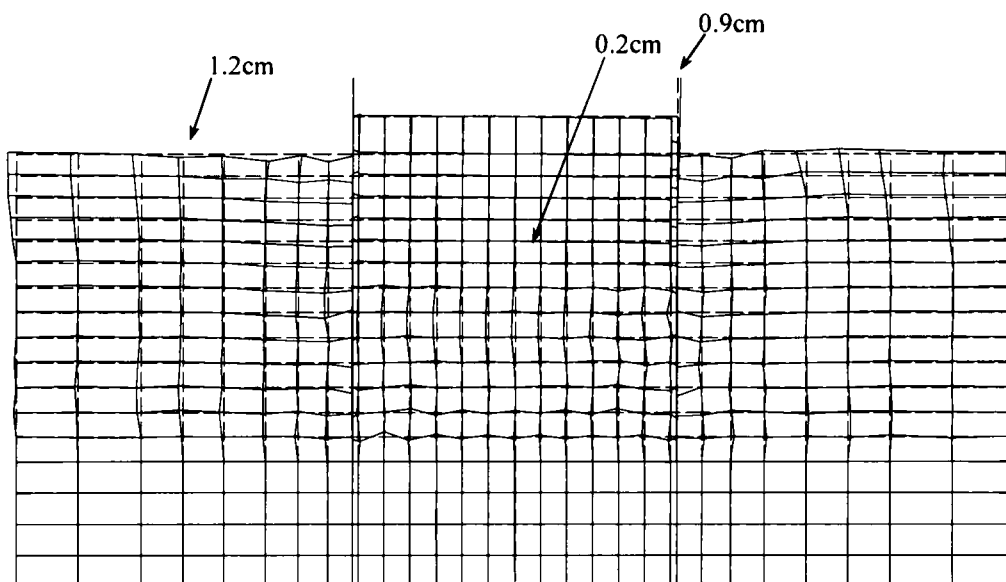
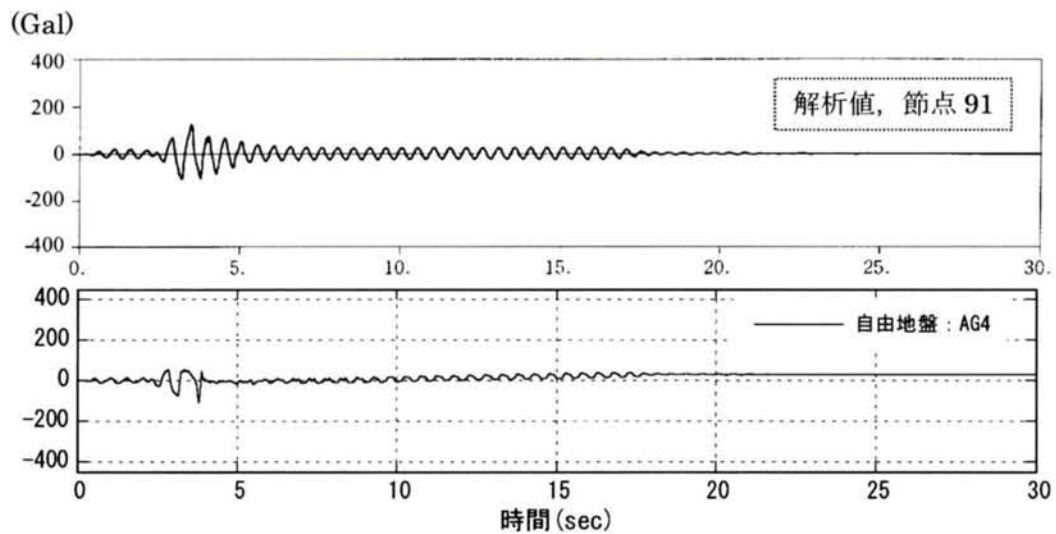
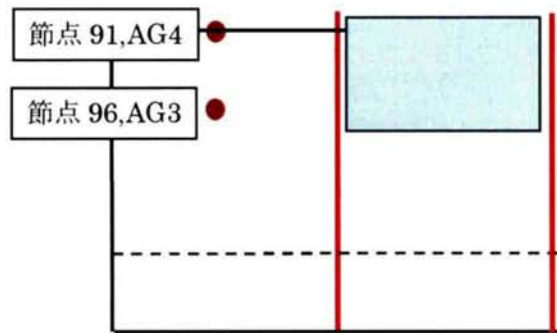


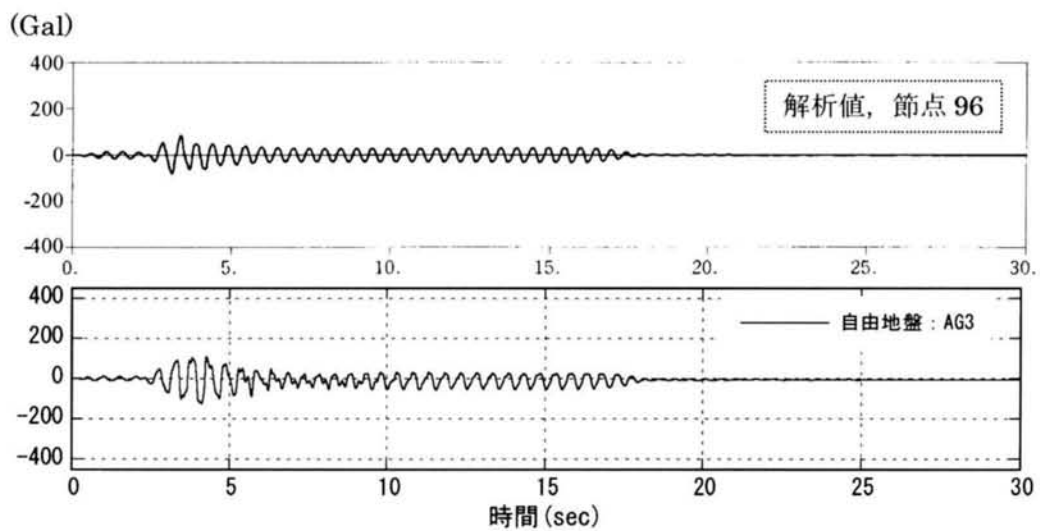
図 5.3-27 最終変形図 (time=30sec) (解析-2)

MAX OF DISP=6.245E-2
TIME=3.0000E1

注) 時刻歴は、解析値(上)と
実験値(下)のペアで表示



側方地盤地表面 (節点 91,AG4)



側方地盤, GL-2.6m (節点 96,AG3)

図 5.3-28 (1) 水平加速度時刻歴 (解析-2)

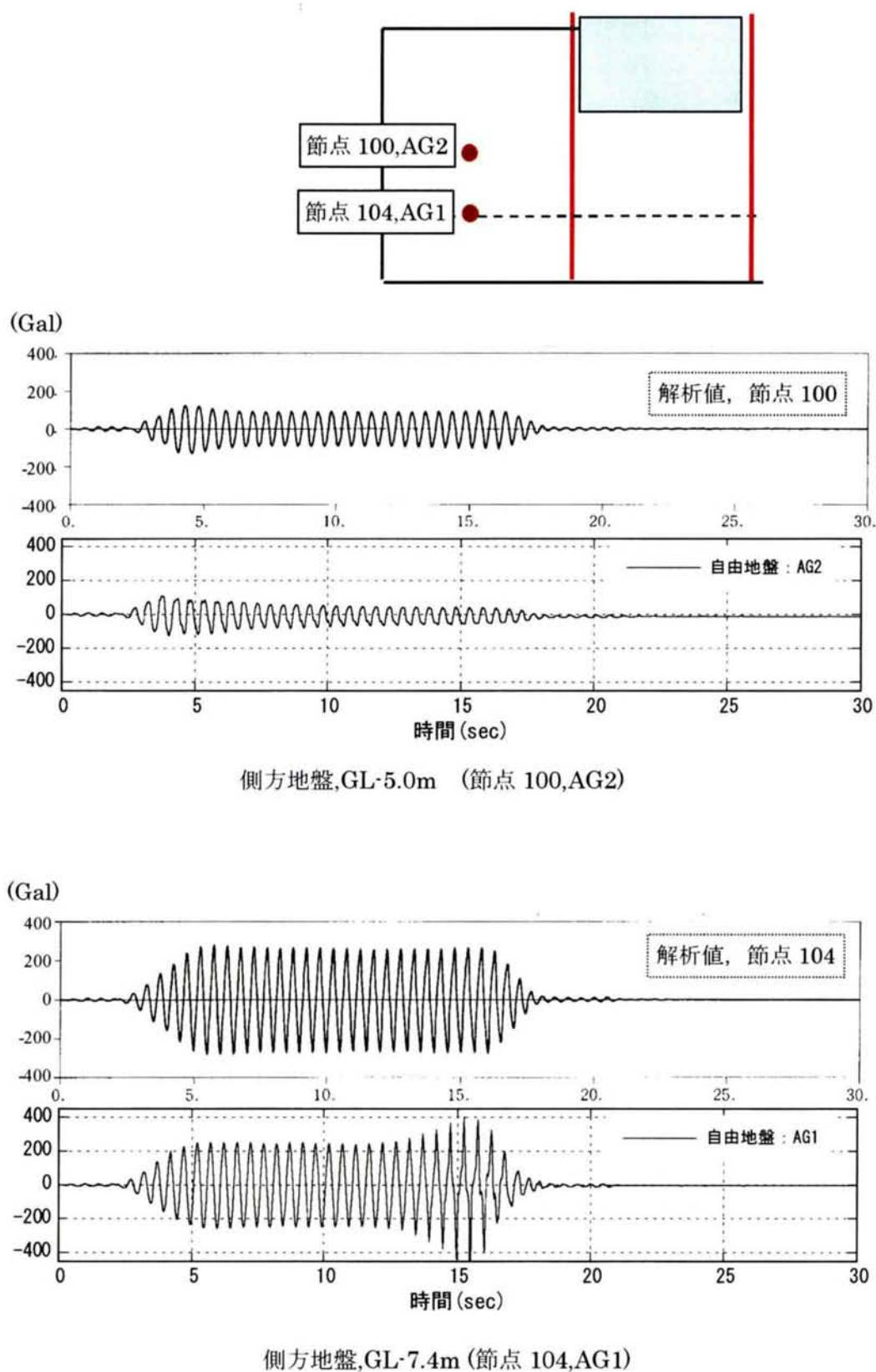
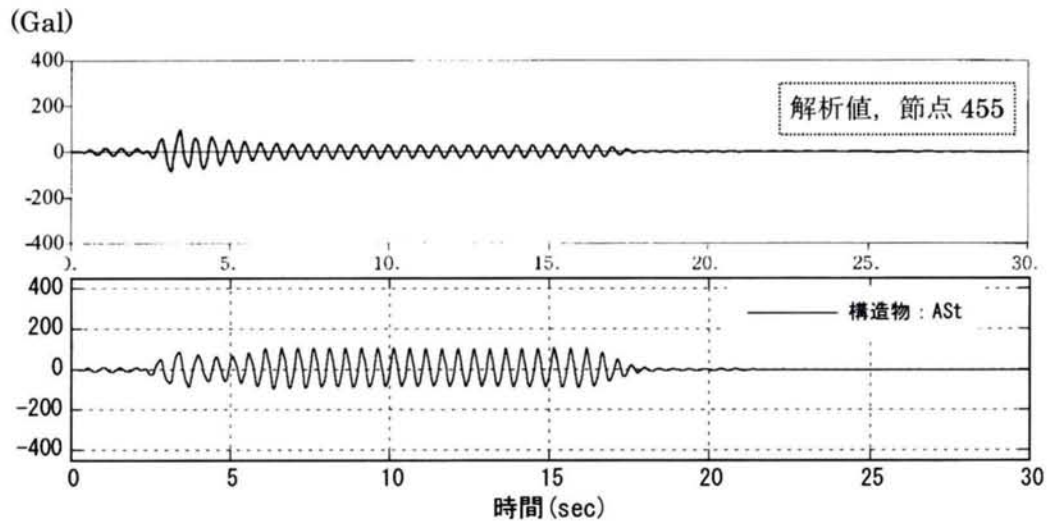
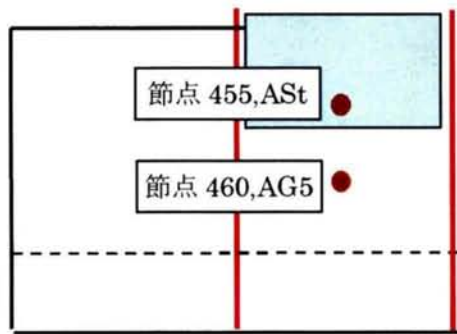
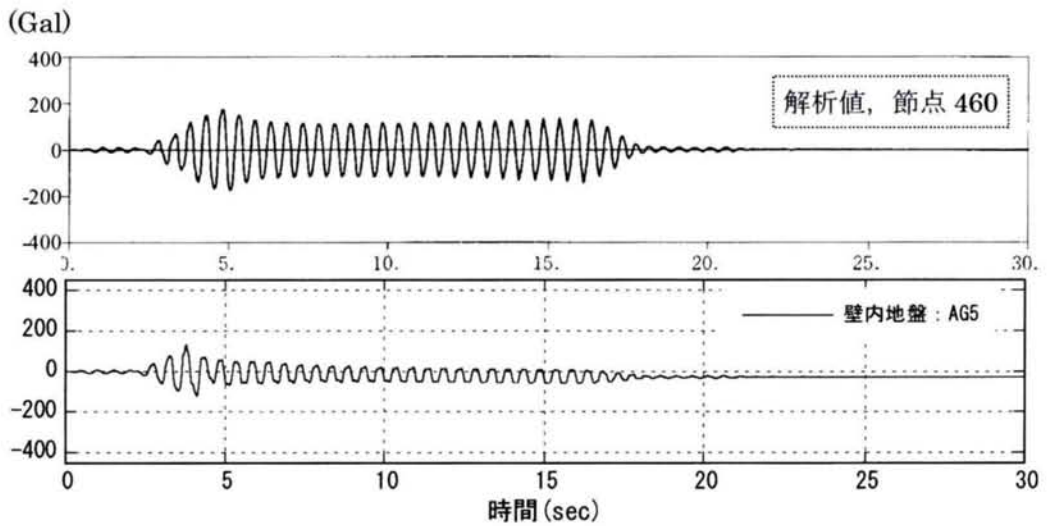


図 5.3-28(2) 水平加速度時刻歴 (解析-2)

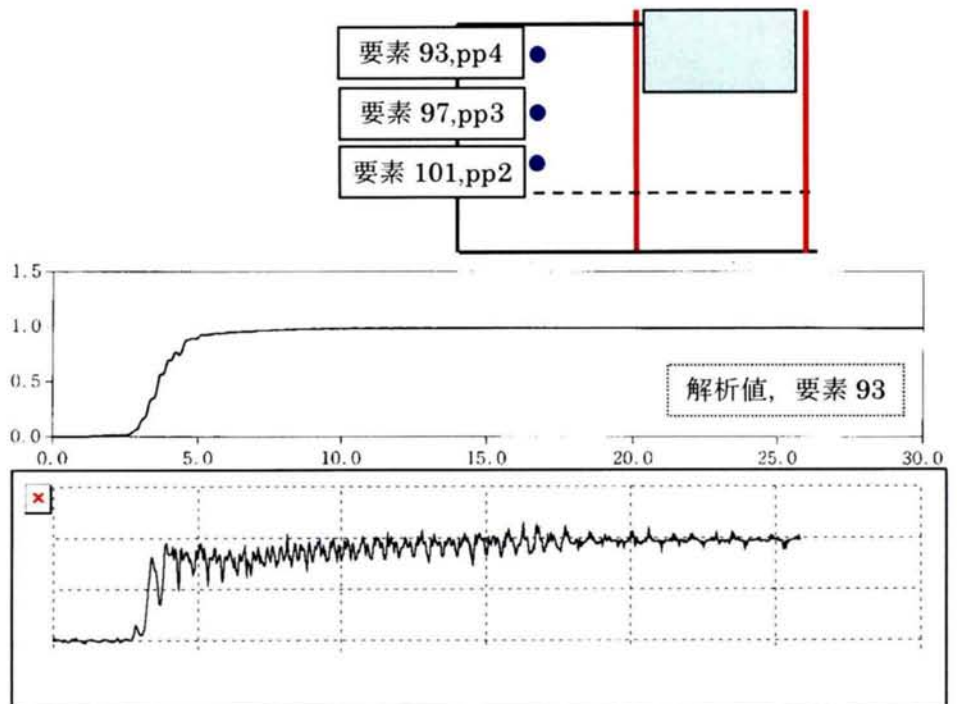


構造物 (节点 455,ASt)

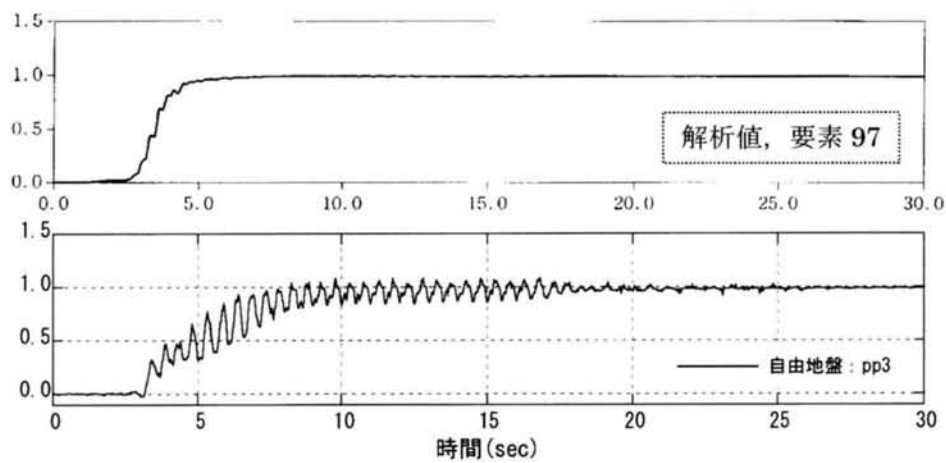


構造物直下地盤, GL-5.0m (节点 460,AG5)

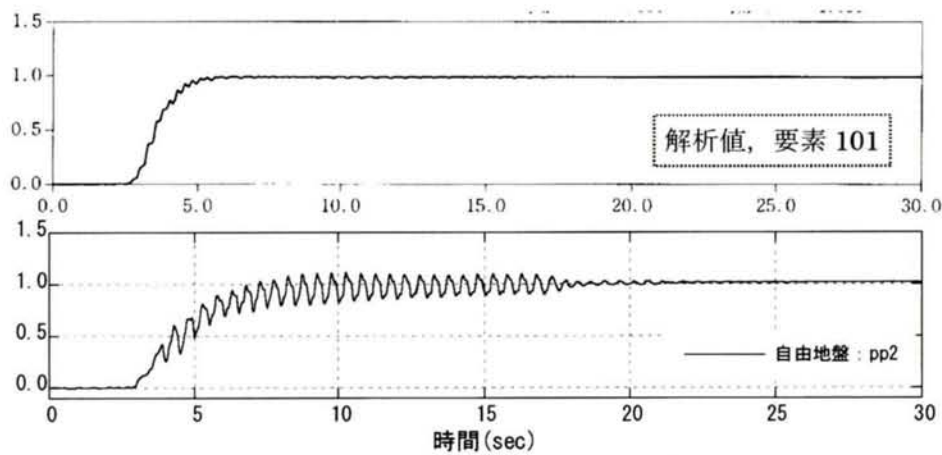
図 5.3-28(3) 水平加速度時刻歴 (解析-2)



側方地盤 GL-1.4m (要素 93, pp4)

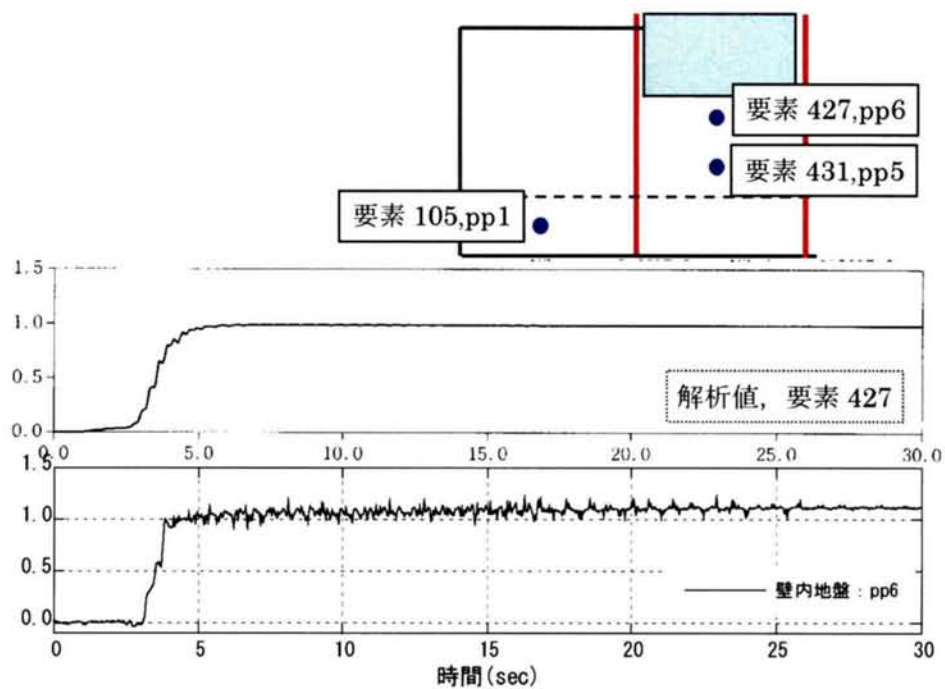


側方地盤, GL-3.8m (要素 97, pp3)

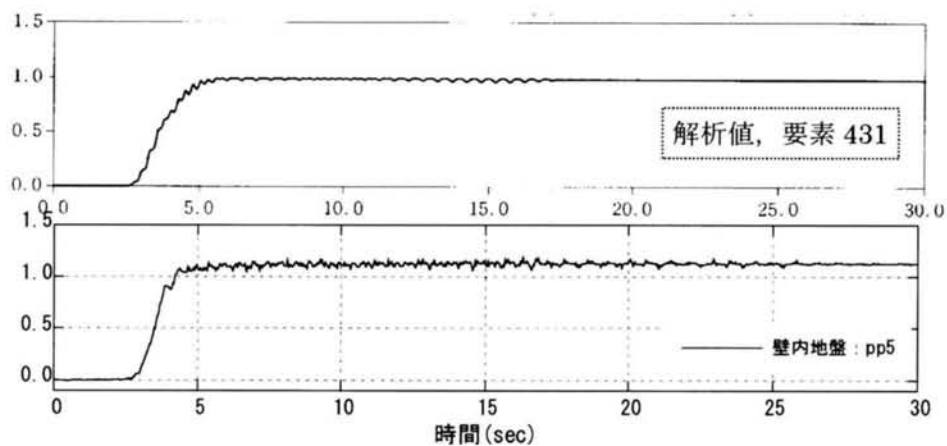


側方地盤, GL-6.2m (要素 101, pp2)

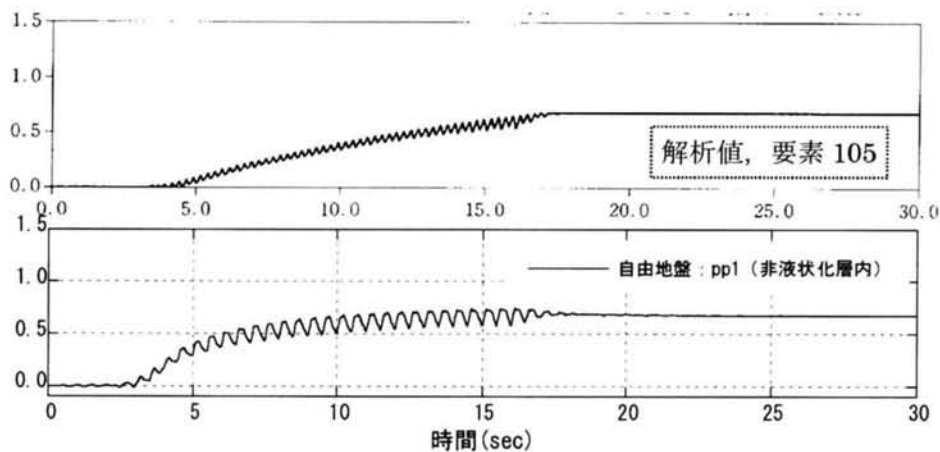
図 5. 3-29(1) 過剰間隙水圧比時刻歴 (解析-2)



構造物直下地盤 GL-3.8m (要素 427, pp6)



構造物直下地盤, GL-6.2m (要素 431, pp5)



側方非液化地盤, GL-8.9m (要素 105, pp1)

図 5.3-29 (2) 過剰間隙水圧比時刻歴 (解析-2)

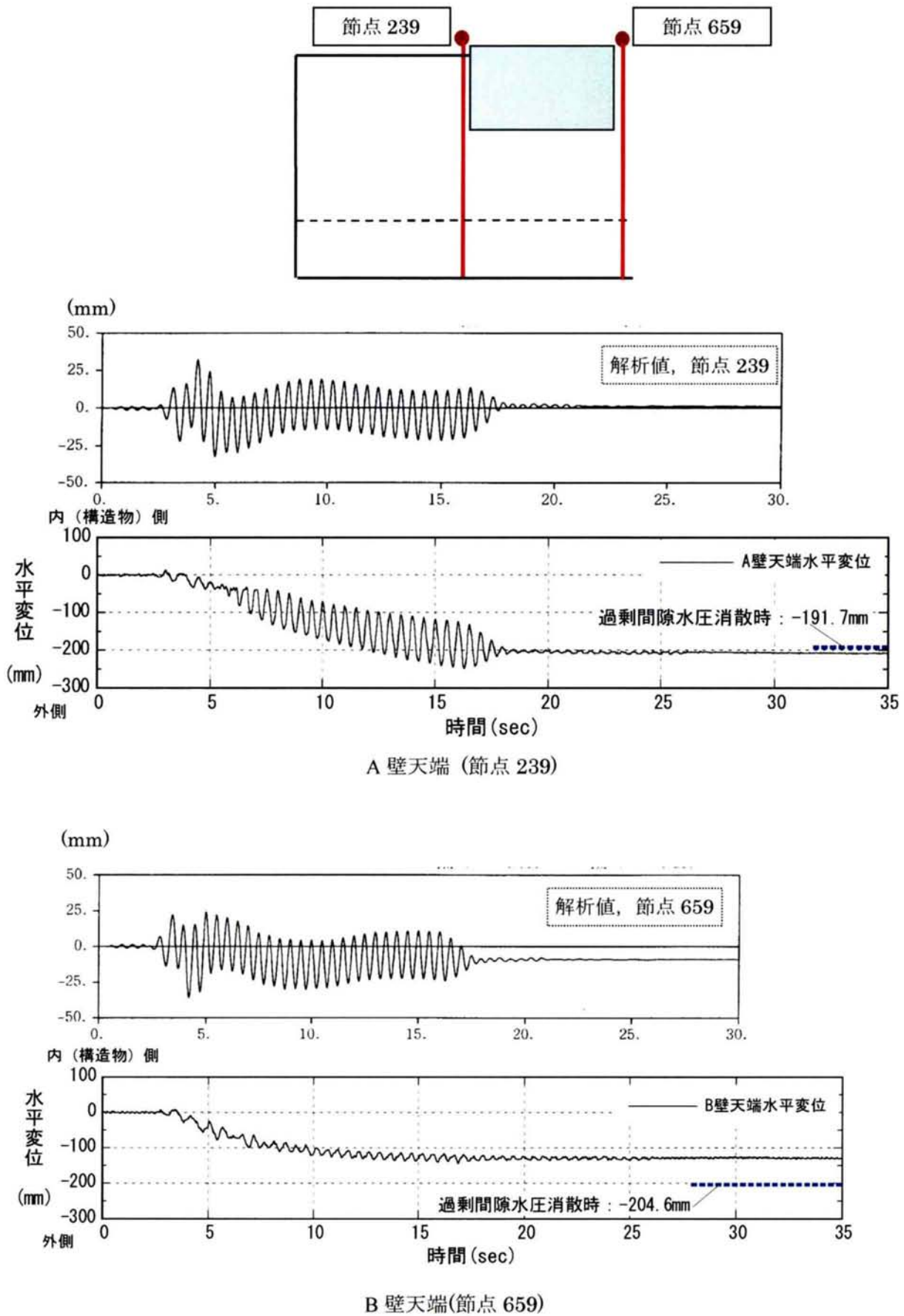


図 5.3-30 矢板天端の水平変位時刻歴 (解析-2)

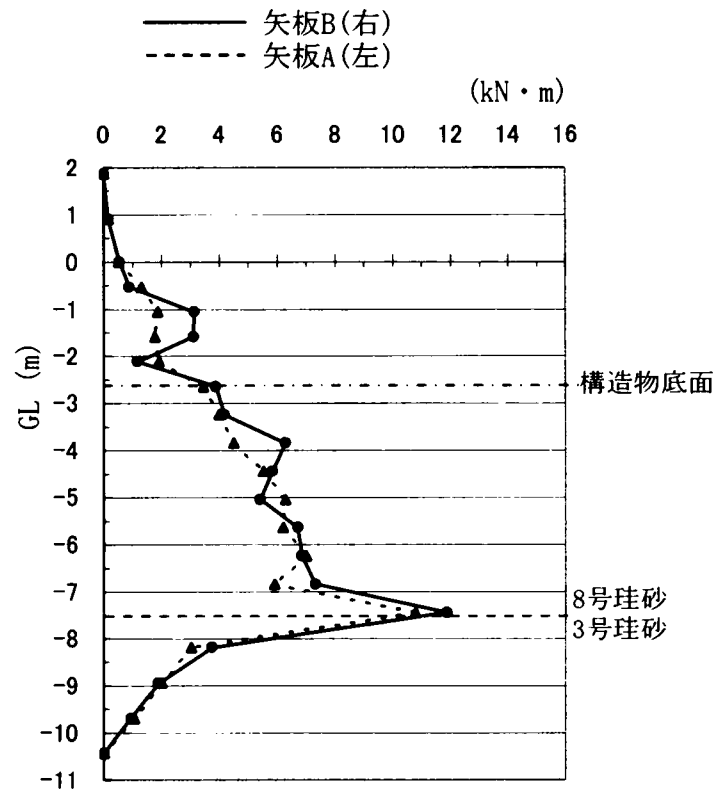
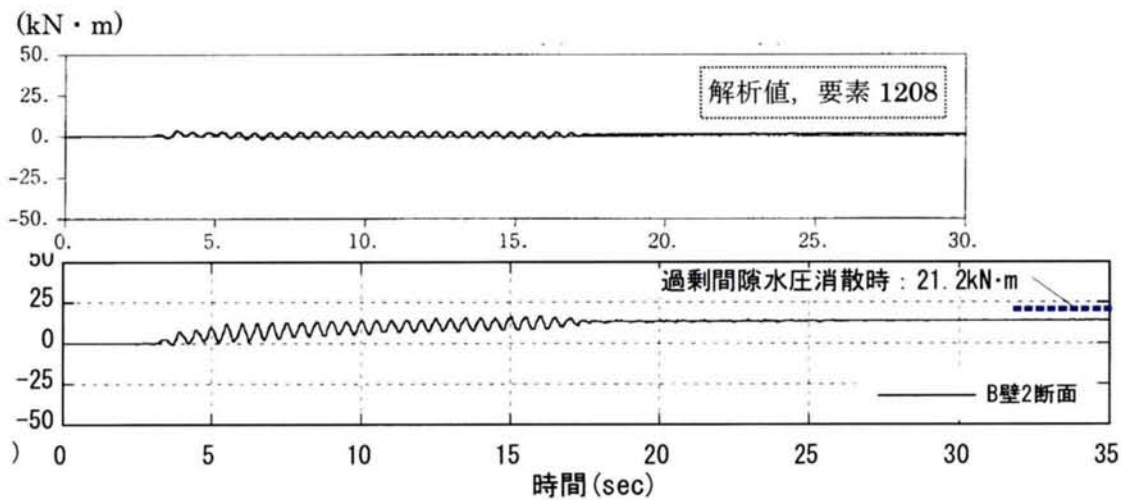
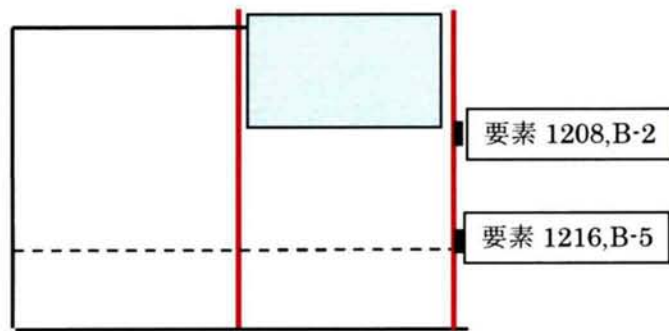
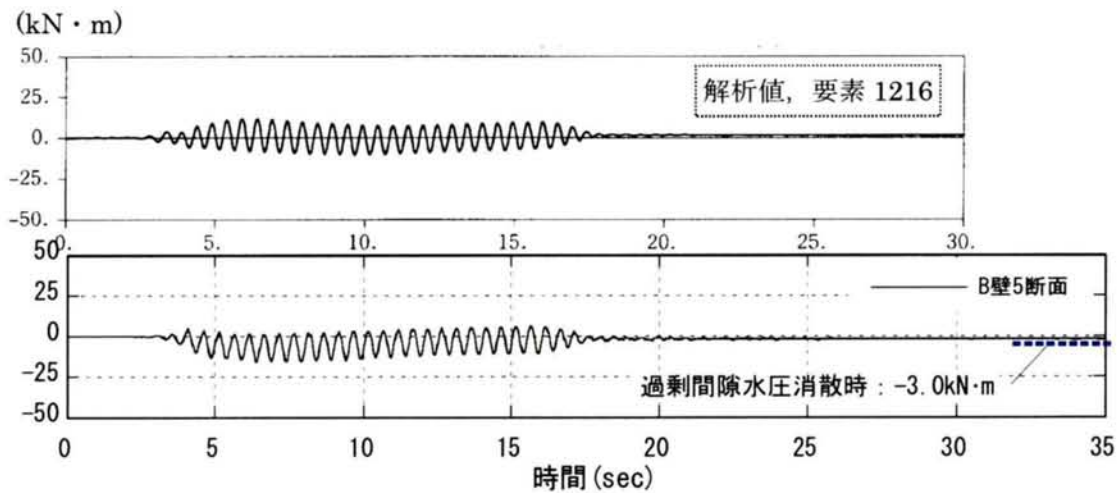


図 5.3-31 矢板の最大曲げモーメント (奥行き 1m 当たり) (解析-2)



構造物底面付近, GL-2.9m (要素 1208, B-2)



層境界付近, GL-7.1m (要素 1216, B-5)

図 5.3-32 B壁の曲げモーメント時刻歴 (解析-2)

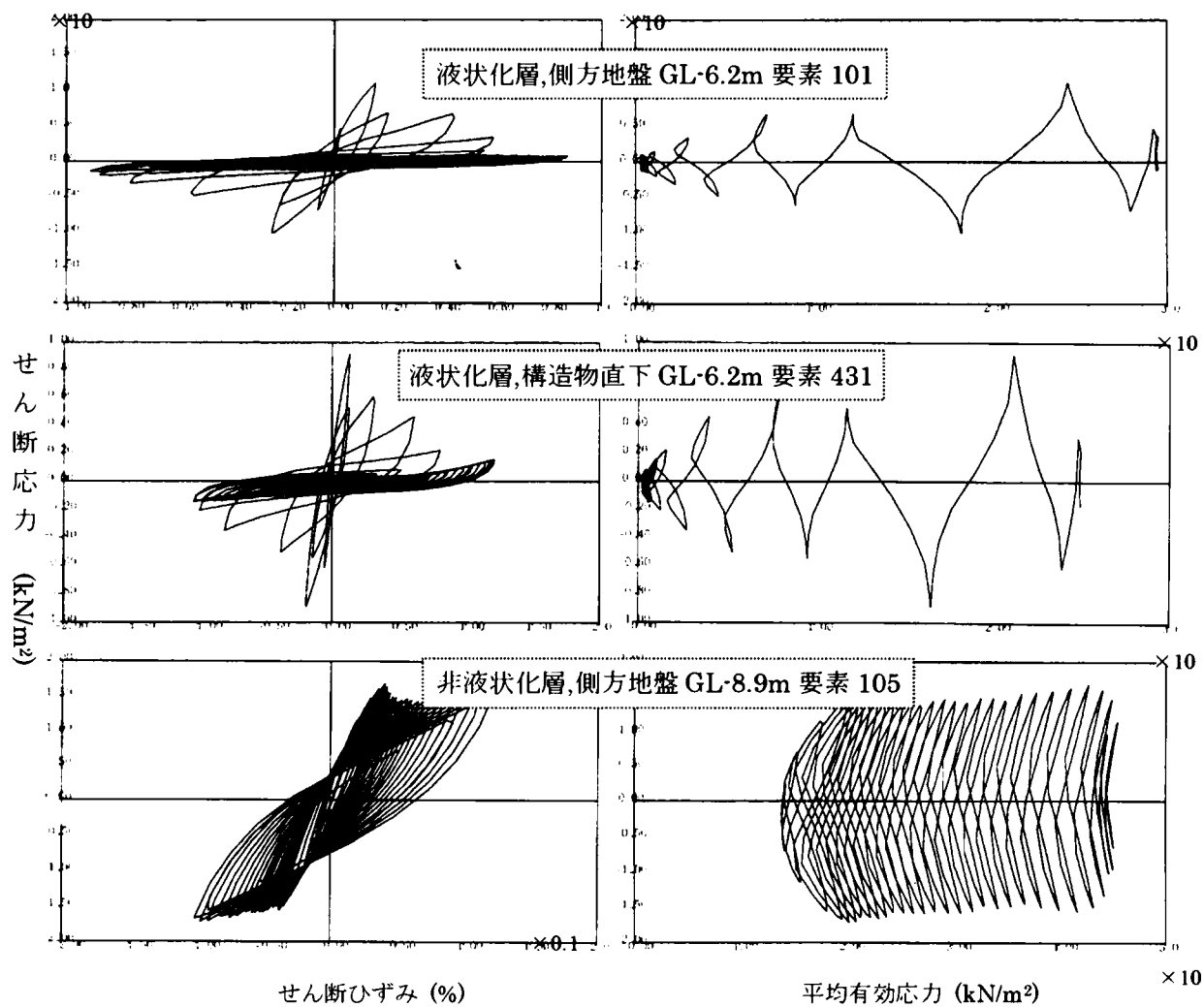


図 5.3-33 応力・ひずみ関係と有効応力経路の解析結果 (解析-2)

5-3-2-2 液状化終息後の残留沈下（解析-2）

液状化終息後の残留沈下の算定は社本の方法¹⁰⁾による。液状化後の沈下を考慮する層は、液状化に至った8号珪砂の層とする。社本法による沈下算定地点は、図5.3-34に示す3地点：a)側方地盤、b)道路近傍、c)道路中央、の3地点とする。

8号珪砂の土質試験結果より、最大間隙比 $e_{max}=1.385$ 、最小間隙比 $e_{min}=0.797$ 、相対密度 $D_r=60.1\%$ であるから、間隙比 e は次式となる。

$$e = e_{max} + D_r(e_{max} - e_{min}) / 100 = 1.032 \quad (5.3-5)$$

表5.3-2 沈下量算定のための諸量（解析-2）

| | 間隙比 e | 最小間隙比 e_{min} |
|------|------------|--------------------|
| 8号珪砂 | 1.032 | 0.797 |

表5.3-2の値を用いて深度方向の沈下量分布を示したのが図5.3-35である。図中には実験値をプロットで示している。ただし、実験値は加振終了時点からの鉛直変位量を取った。

解析値と実験値を比較すると、オーダーは合っているものの、差異が大きい。すなわち、解析値は側方地盤で半分の値となっており、構造物で1.6倍となっている。解析値どうしを比較すると、矢板のすぐ外側の地盤に比べて内側の地盤では沈下量がやや小さくなっているものの、地点の違いによる差異はさほど顕著ではない。

一方、模型地盤の地表面の沈下は液状化終息による砂の体積変化以外の成分も含まれており検討を要す。構造物の変位では前節で述べたように沈下が加振初期から始まると考えると、加振終了時点からの鉛直変位量だけでは沈下量にならず、構造物の最終沈下量は壁の変形による浮き上がり量から実験観測値（間隙水圧の消散時）を差し引いた値になる。前節と同様にしてその値を求めると

- ・ 実験の壁変形量から求めた浮き上がり量：120mm（間隙水圧消散時）
- ・ 実験による浮き上がり量の実測値：106.8mm（間隙水圧消散時）

両者の差から求めた道路中央部の沈下量は約13mm（模型寸法で0.4mm）となる。この値は加振終了時点からの構造物の鉛直変位量よりも小さな値になり、解析で求めた値より小さい。社本の理論では液状化消散による沈下ポテンシャルは土のせん断変形によって消費されるようになっており、壁の変形に伴う内部砂のせん断変形の影響を受けている可能性がある。

また、壁外側の地盤では壁の変形により外側の地盤が構造物側へ移動する二次元的効果が沈下量に含まれている。壁の変形による外側地盤回り込みの沈下量は構造物の浮き上がり量（壁変形によるもの）に構造物と土槽の幅（構造物を除く）の比を乗じることにより求めることができる。

- ・ 実験の壁変形量から求めた浮き上がり量：120mm（間隙水圧消散時）
- ・ 壁変形による外側地盤の沈下量：54mm

実験初期からの沈下量実測値157.5mm（間隙水圧消散時）から壁変形による沈下量を差し引いて求めた過剰間隙水圧消散による沈下量は約104mm（模型寸法で3.5mm）となる。加振中の沈下量実測値50mmが壁変形による外側地盤の沈下量とほぼ対応しており、上記計算による沈下量は加振終了時点からの沈下

量実測値と同様に解析で求めた値よりも大きい。これは地表面変位計測点（レーザー変位計のターゲット）の安定性の影響等が大きいと思われる。

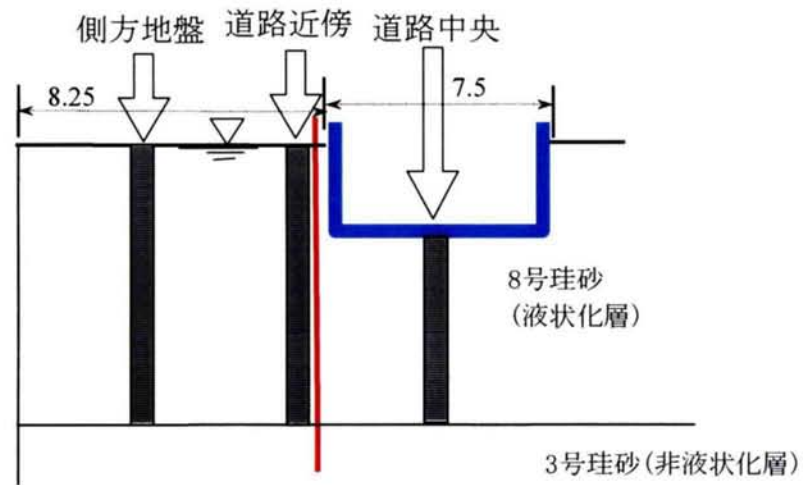


図 5.3-34 沈下量算定地点（3 地点）（解析-2）

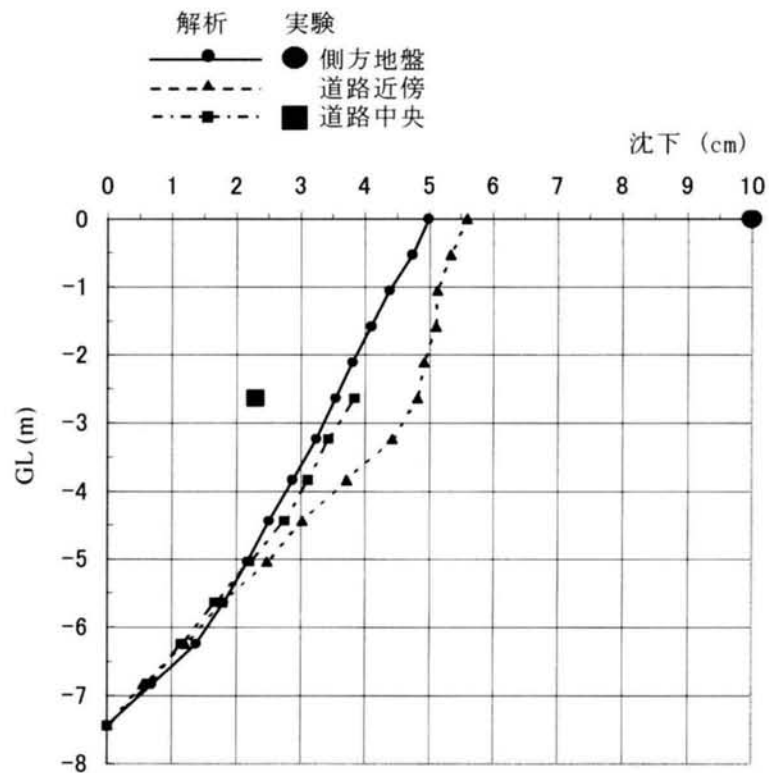


図 5.3-35 液状化後の沈下の深度分布（解析-2）

5-3-3 解析結果（解析-3：遠心模型実験：遮水壁の根入れ5cm）

以下に、遠心模型実験-3（非液状化層厚5cm）を対象とした解析結果を実験結果と比較しながら示す。

5-3-3-1 動的応答、液状化の影響（解析-3）

まず、過剰間隙水圧について考察する。図5.3-36, 37に過剰間隙水圧と過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。液状化層(8号珪砂)は全層液状化に至っている。非液状化層(3号珪砂)では水圧比は60～70%まで上昇しているが、液状化には至っていない。

矢板の外側と矢板間の地盤(構造物直下)を比べると、同じ深度においても矢板間地盤では、以下ののような条件の違いがある。

① 初期応力が小さく、構造物からの慣性力の影響を強く受ける。よって液状化しやすくなる。

② 一方、矢板間の地盤は壁に挟まれているため、せん断変形が抑制され液状化しにくくなる。

今回の結果では、双方の効果が同じ程度影響を及ぼしあって、矢板の外側と間とでは過剰間隙水圧に大差は見られない。この傾向は図5.3-38に示す最大せん断ひずみ分布からも窺える。同図より構造物のすぐ横では変形が抑えられせん断ひずみが小さくなっている。

図5.3-39に最大加速度分布を示す。地盤について見ると、液状化により加速度は増幅しないで全体的に減衰している(側方地盤地表面で120Gal程度)。構造物近傍では、構造物のすぐ下までは加速度は小さく(100Gal程度)、構造物でやや増幅している。

図5.3-40に最大変形図を示す。液状化層である8号珪砂層内の下の方で大きく変形しており、余弦分布に近い深度分布形状を示している。地表面の変形は2.6cm程度とさほど大きくない。構造物はややロッキング振動していることが分かる(このことは最大加速度分布で構造物両端で上下加速度が大きくなっていることから窺える)。図5.3-41に加振終了時(time=30sec)における変形図を示す。構造物の残留変形は小さい。

次に時刻歴について考察する。図5.3-42に加速度時刻歴を示す。側方地盤の上層部(節点91, 96)における加速度は、振幅が小さくなっており、実験値とも対応している。非液状化層上面の波形は、振幅の減少は見られずむしろ若干増幅している。構造物の加速度は、解析値の方がやや小さい。構造物直下の地盤では、実験値の方がやや小さい。

図5.3-43に過剰間隙水圧比時刻歴を示す。液状化層においては、実験値と解析値は良い対応を示している。5秒付近で液状化に至っており、この時刻で加速振幅が小さくなっている。ただ、解析値の方がサイクリックモビリティがやや小さい。非液状化層では、実験値・解析値ともに90%程度まで上昇している。上昇速度は液状化層に比べて緩やかである。またサイクリックモビリティが見られる。

図5.3-44に矢板天端の変位時刻歴を示す。構造物側(内側)への変位を正としている。解析では液状化した泥水が重力によって壁を押してそり返す効果が入っていないので、実験値のように外側への残留変形は見られない。

図5.3-45に、矢板A, Bの最大曲げモーメント分布図を示す。なお、以降の曲げモーメントは奥行き1m当たりの値で表している。液状化層・非液状化層の境界部で大きな値を示している。構造物底面での値は大きくない。一方、実構造物の場合には、構造物底面における矢板曲げモーメント M の値は大きくなっていた。これは実験では間詰材として非常に柔らかい寒天を用いているためである。実構造物の場合も、セメント改良土の E_{s0} を49000kN/m²と小さい値にした場合には、 M の値は小さくなっている。

図5.3-46に、矢板Bの最大値の生じた部分(改良体下端部)と構造物底面部での曲げモーメント時刻歴を

示す。構造物底面において、解析値は実験値より小さい値を示している。また実験値の構造物底面部と地層境界部では値が残留している。

以上述べた結果を、非液状化層が 3.0m の場合との比較すると、あまり大差は無い。

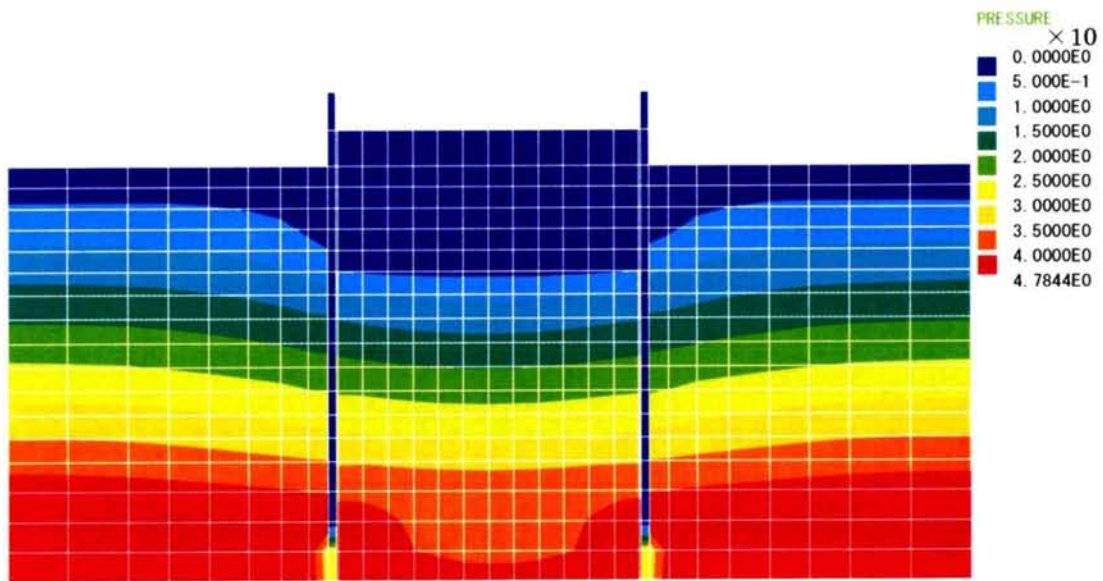


図 5.3-36 最大過剰間隙水圧分布図 (kN/m²) (解析-3)

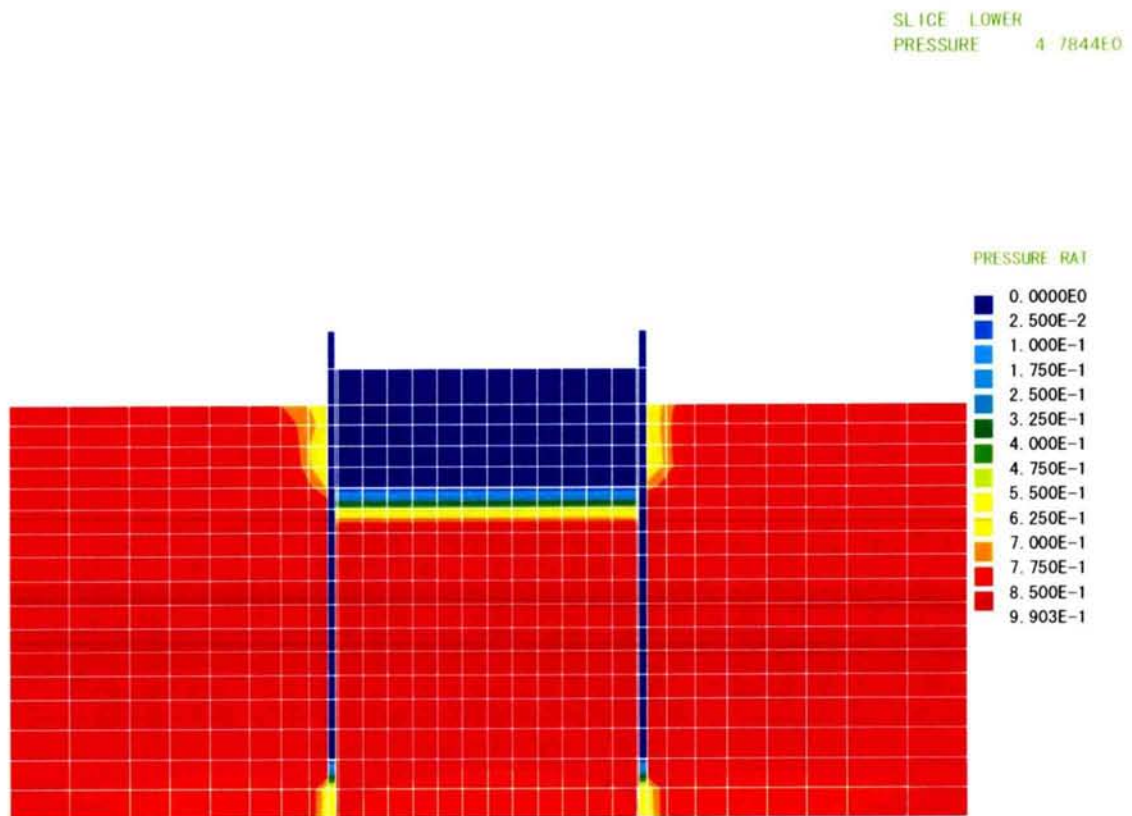


図 5.3-37 最大過剰間隙水圧比分布図 (解析-3)
(赤色部分は液状化)

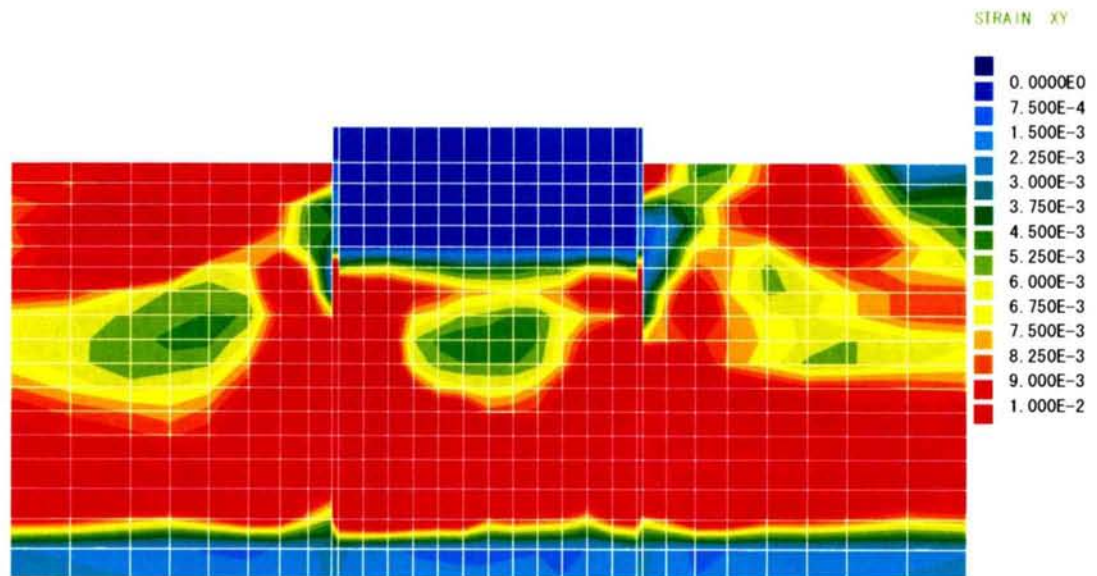


図 5.3-38 最大せん断ひずみ分布 (解析-3)

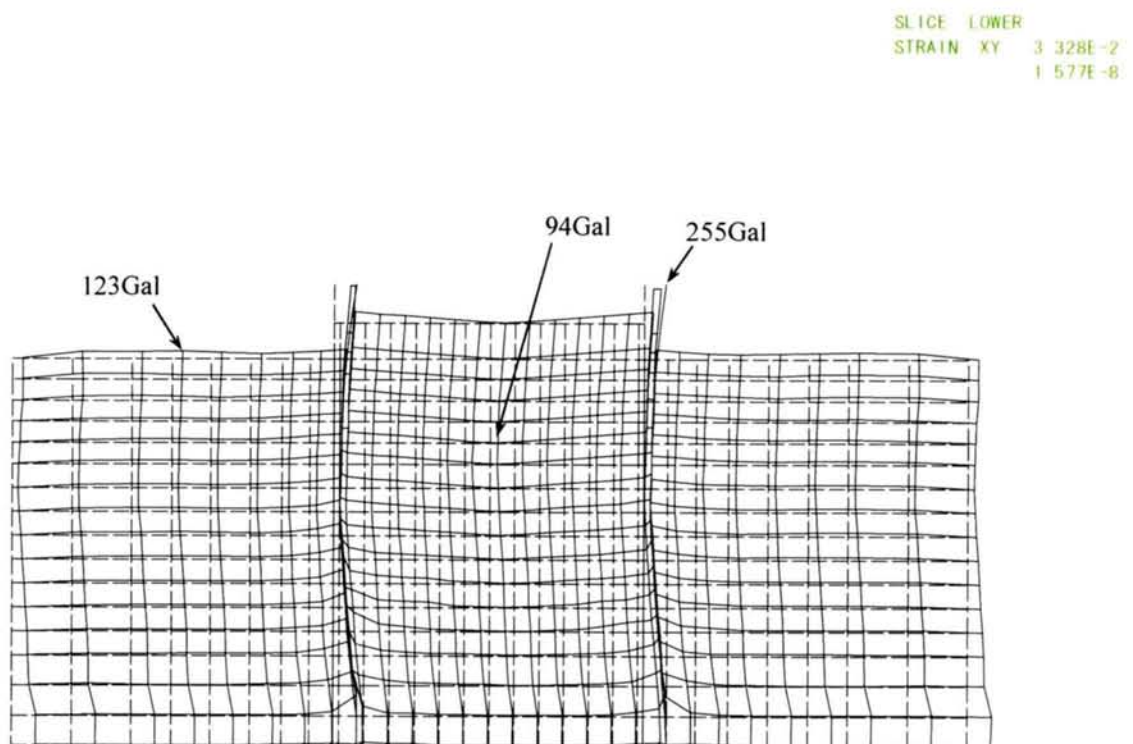


図 5.3-39 最大加速度分布図 (解析-3)

MAX OF ACCE 4 8356EC

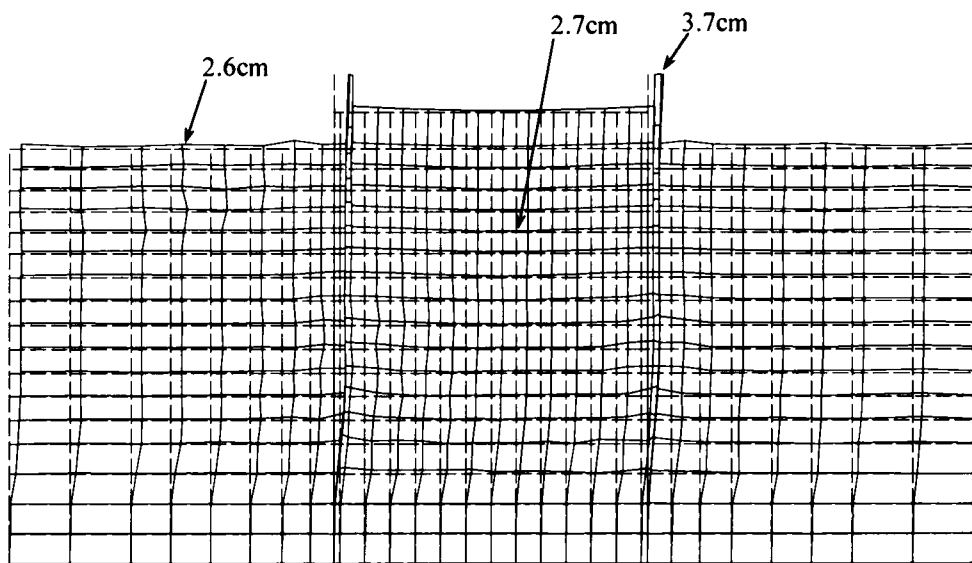


図 5.3-40 最大変形図 (解析-3)

MAJ-08-DISP-9-544E-2

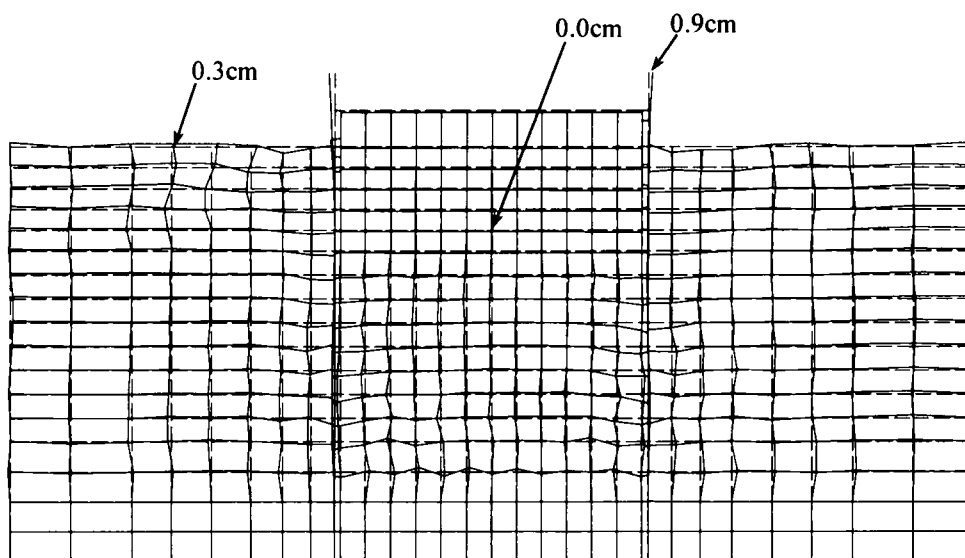
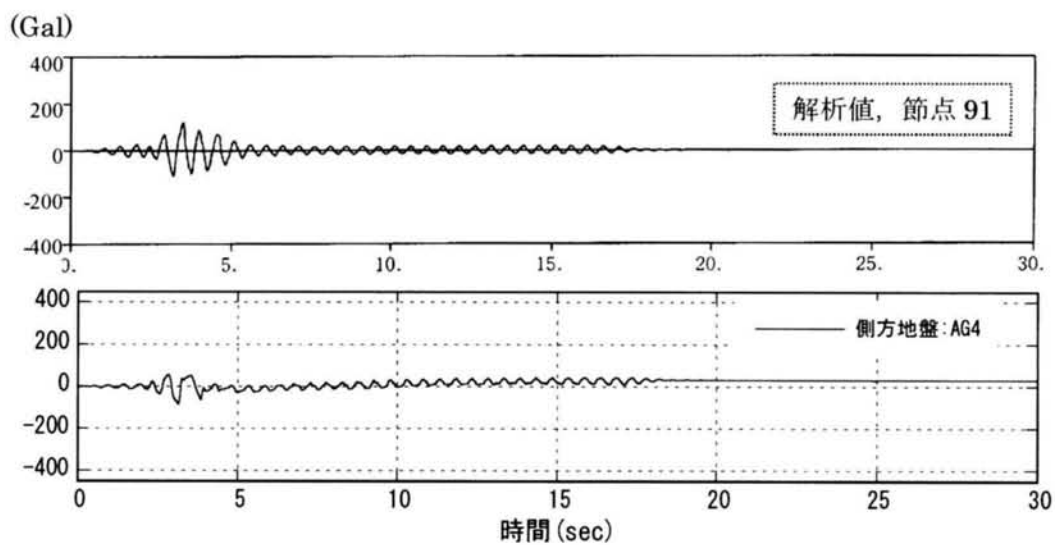
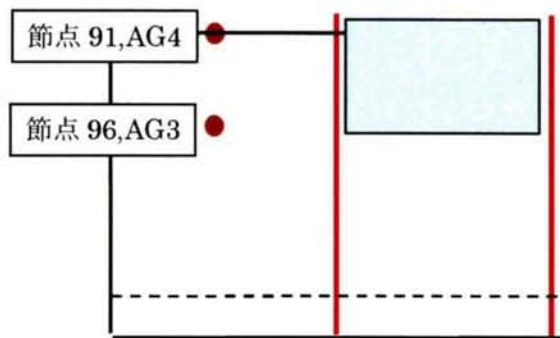


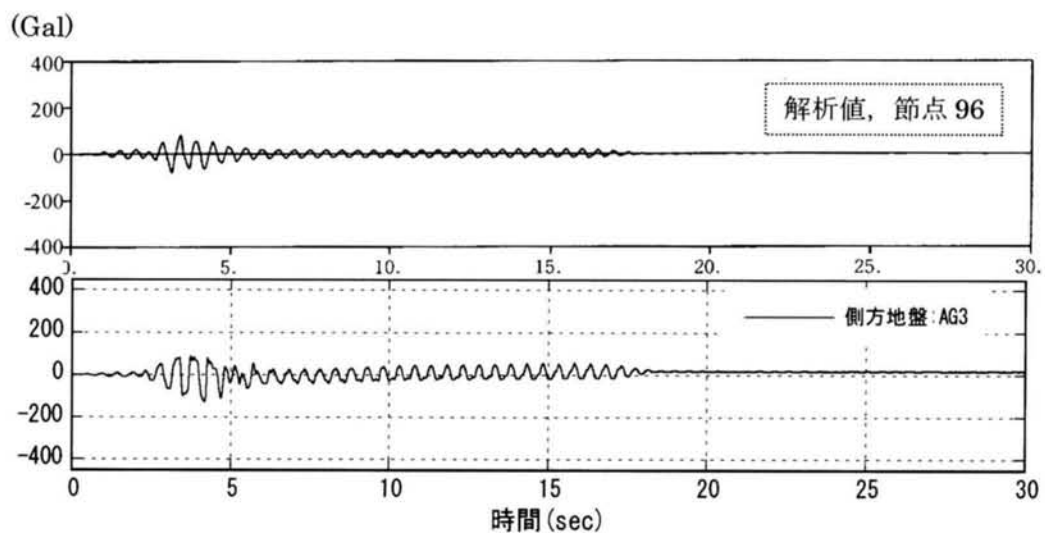
図 5.3-41 最終変形図 (time=30sec) (解析-3)

MAJ-08-DISP-7-333E-2

注) 時刻歴は、解析値(上)と
実験値(下)のペアで表示



側方地盤地表面 (節点 91,AG4)



側方地盤, GL-2.64m (節点 96,AG3)

図 5.3-42(1) 水平加速度時刻歴 (解析-3)

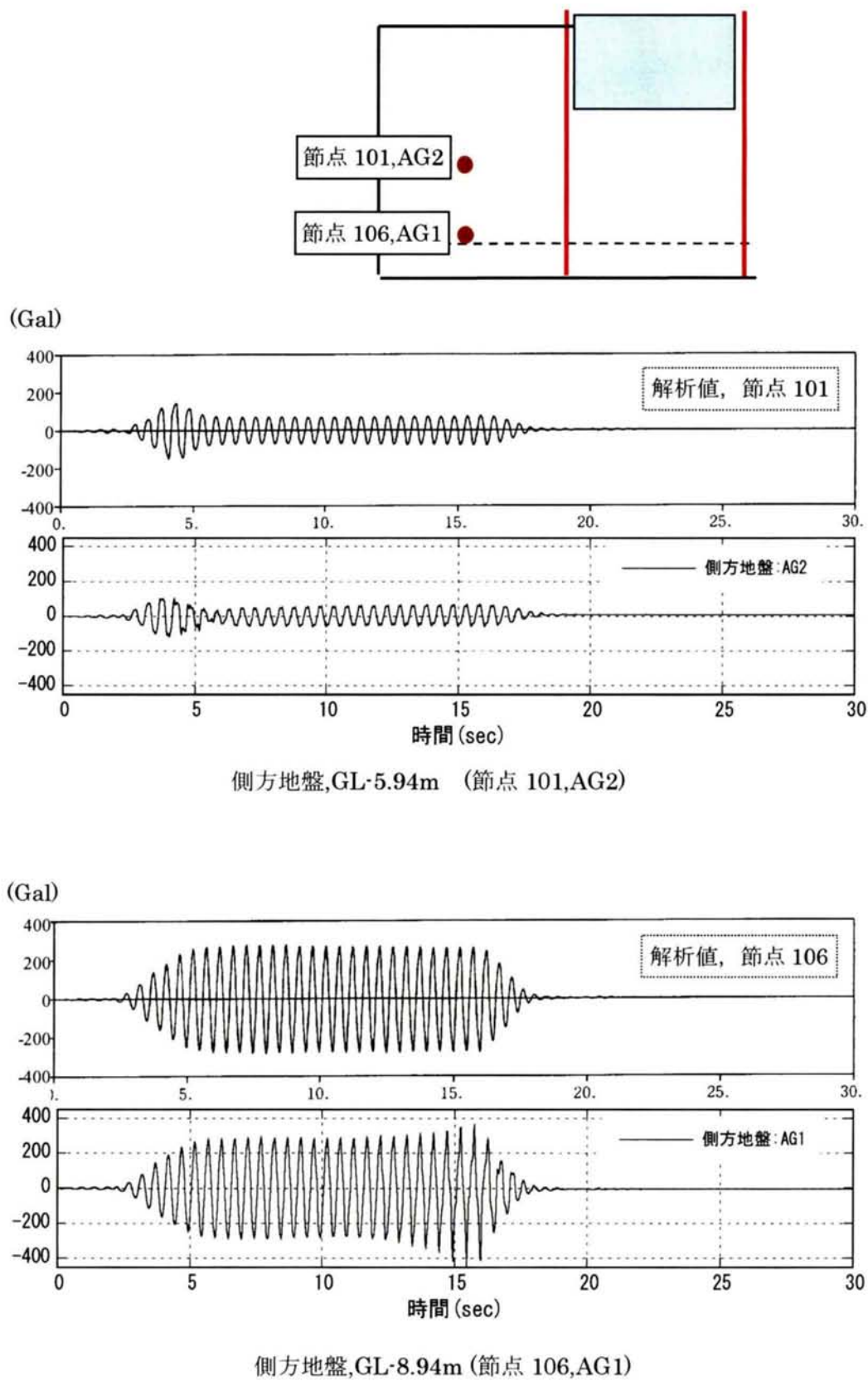
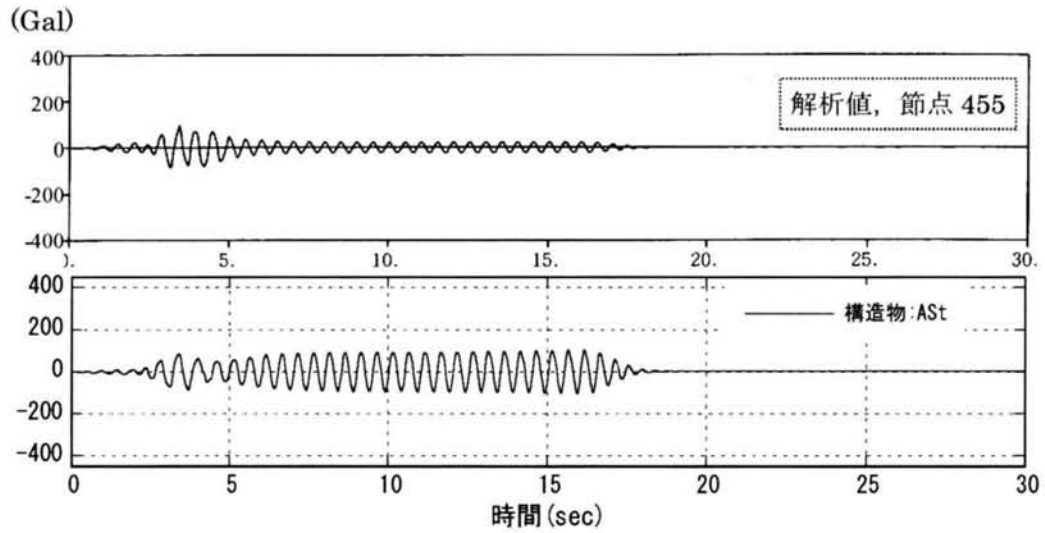
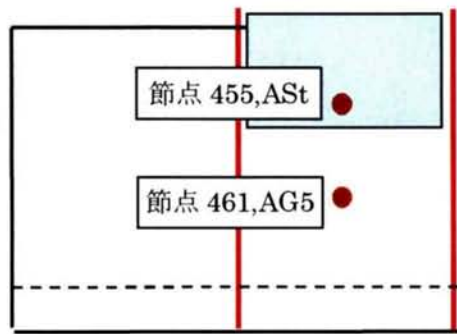
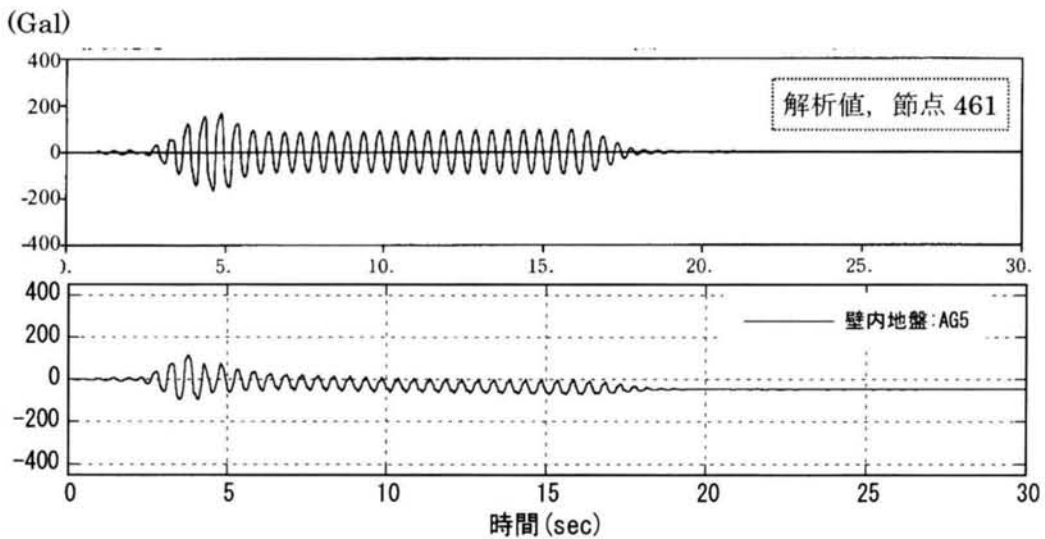


図 5.3-42(2) 水平加速度時刻歴 (解析-3)



構造物 (节点 455,ASt)



構造物直下地盤, GL-5.94m (节点 461,AG5)

图 5.3-42(3) 水平加速度時刻歴 (解析-3)

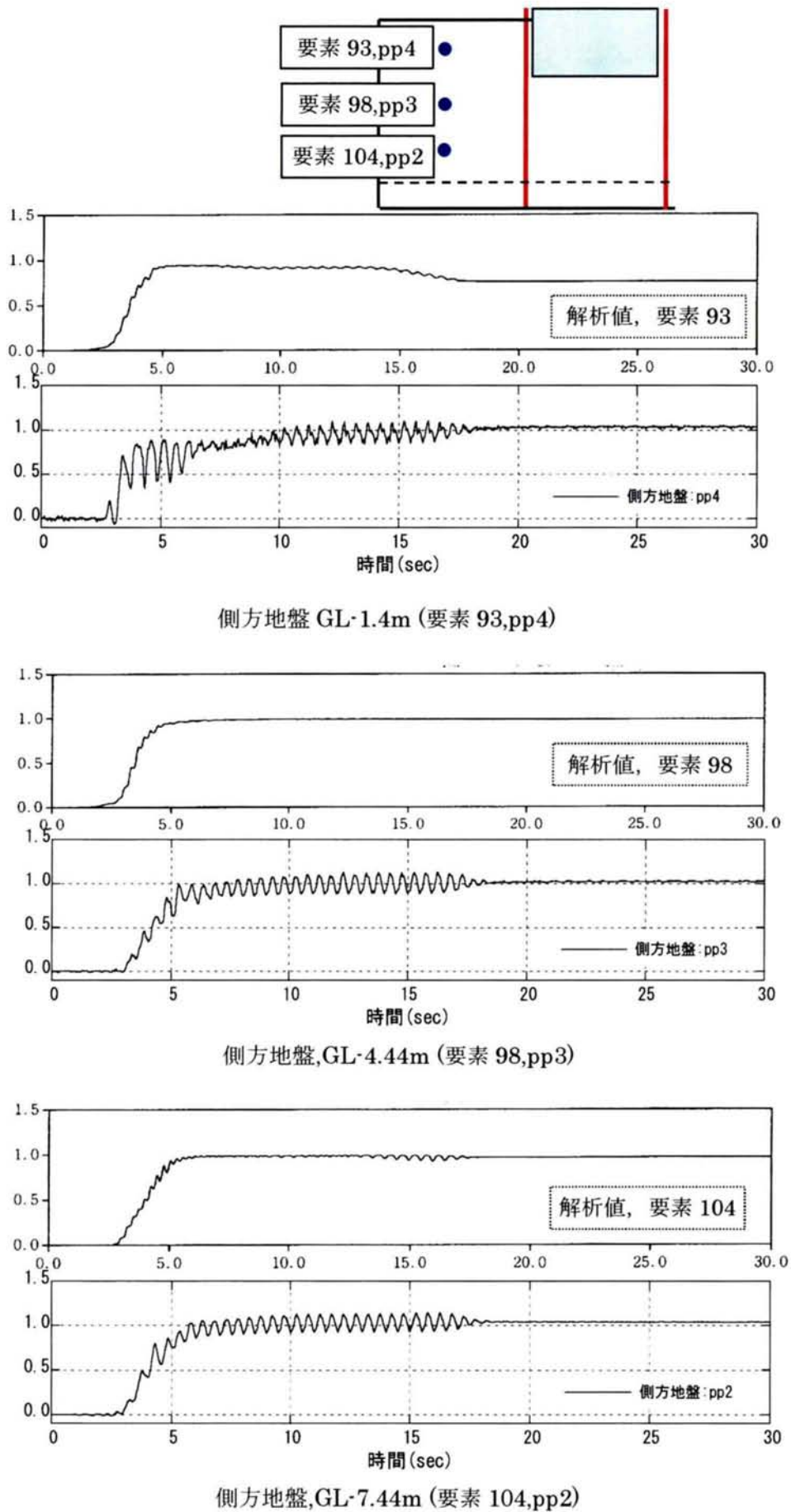
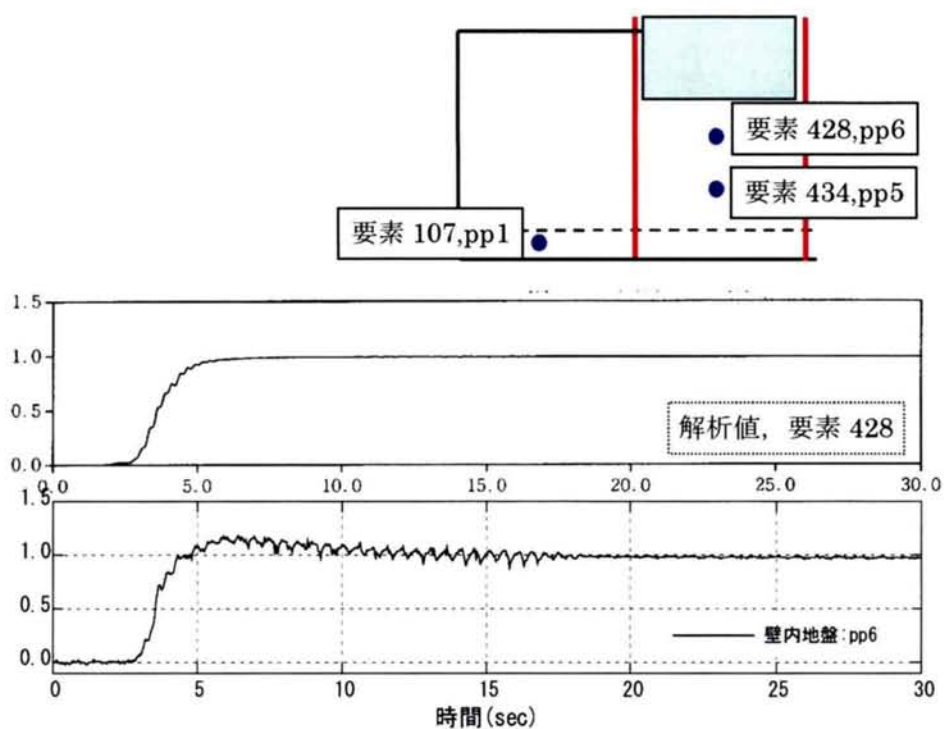
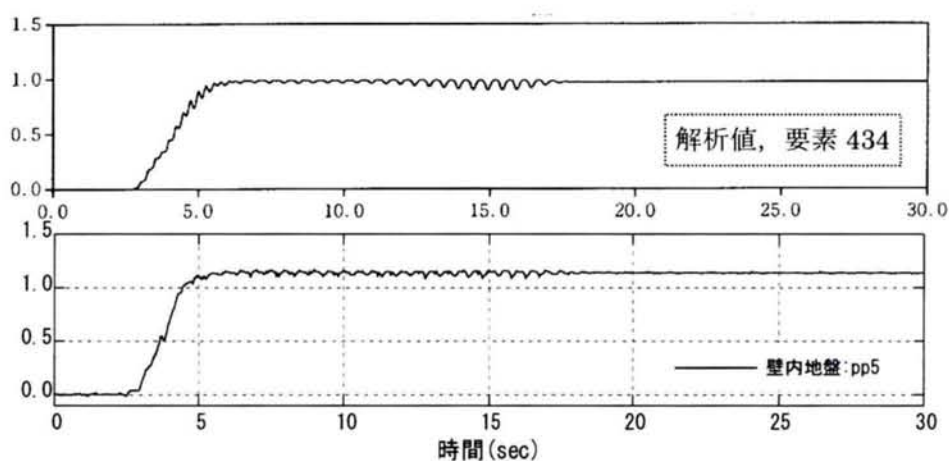


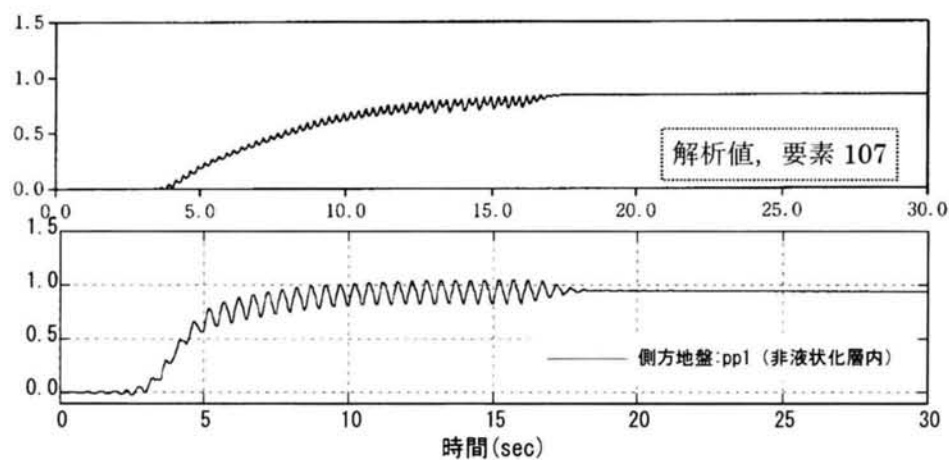
図 5. 3-43 (1) 過剰間隙水圧比時刻歴 (解析-3)



構造物直下地盤 GL-4.44m (要素 428,pp6)



構造物直下地盤, GL-7.44m (要素 434,pp5)



側方非液化化地盤, GL-9.69m (要素 107,pp1)

図 5.3-43(2) 過剰間隙水圧比時刻歴 (解析-3)

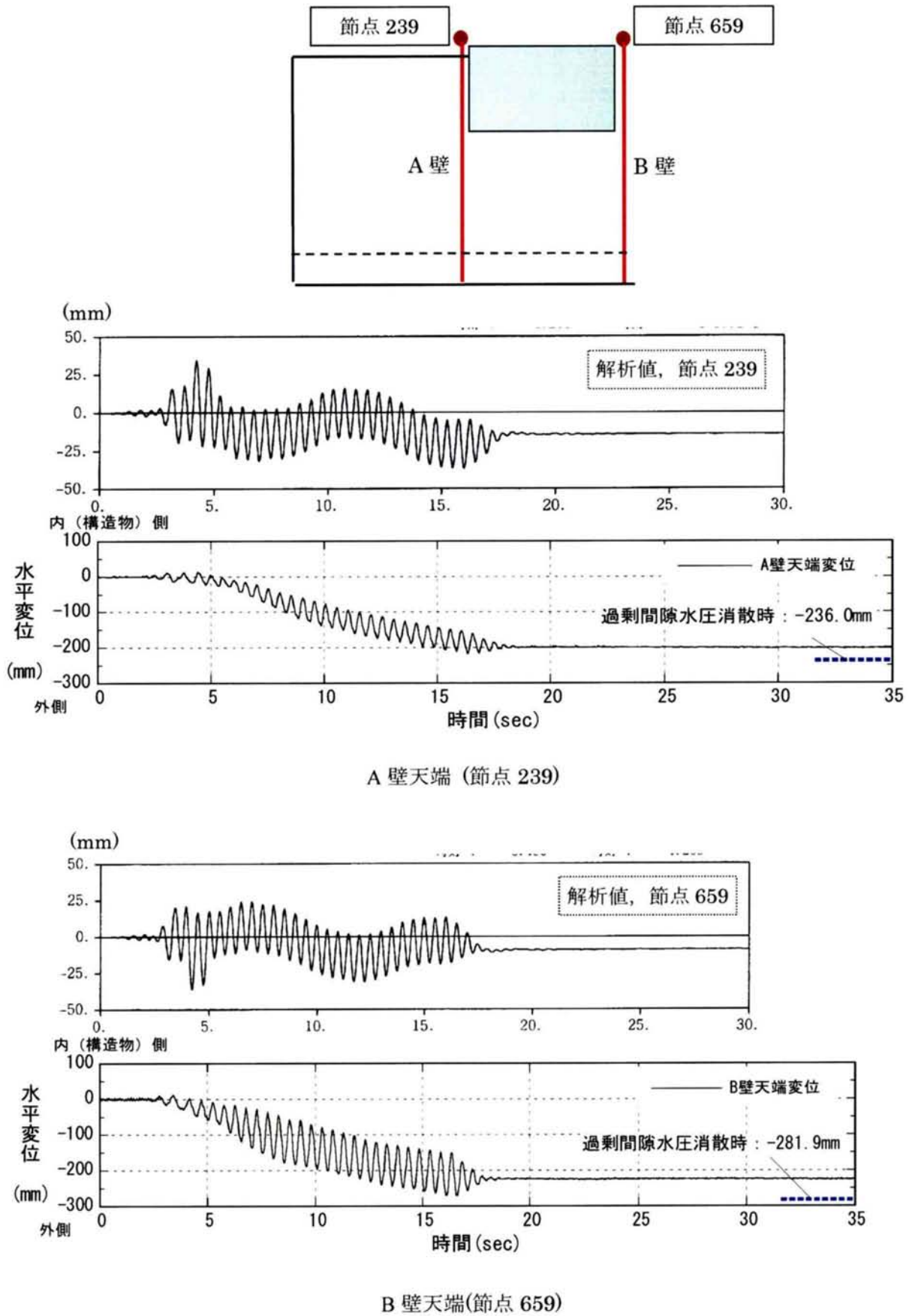


図 5.3-44 矢板天端の水平変位時刻歴 (解析-3)

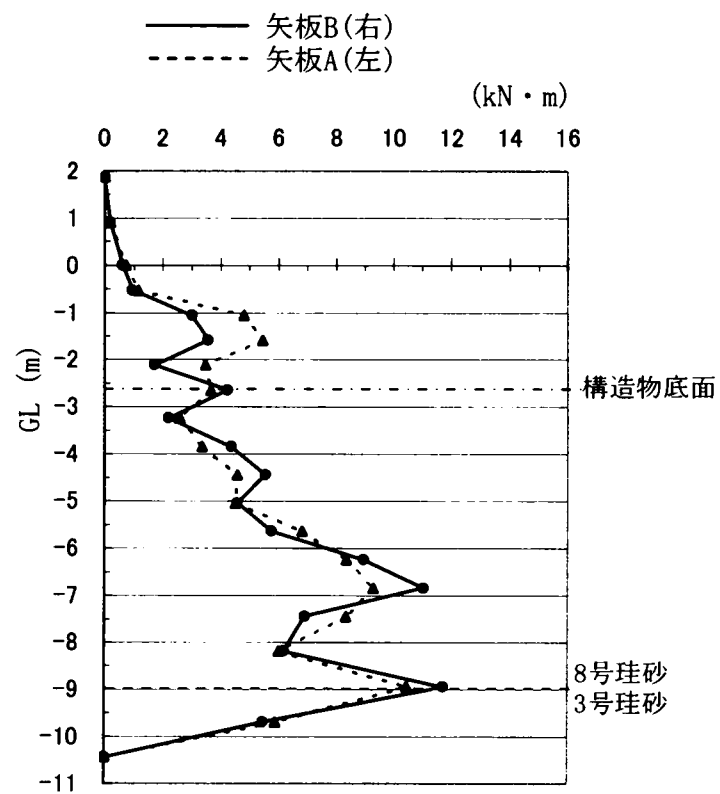
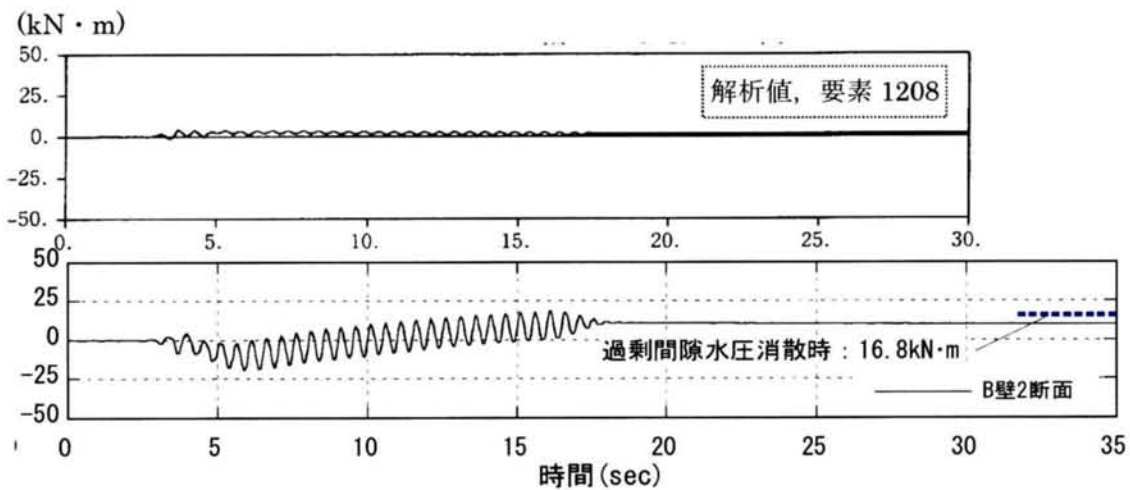
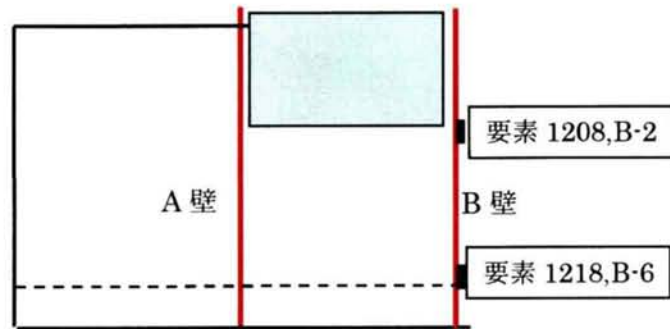
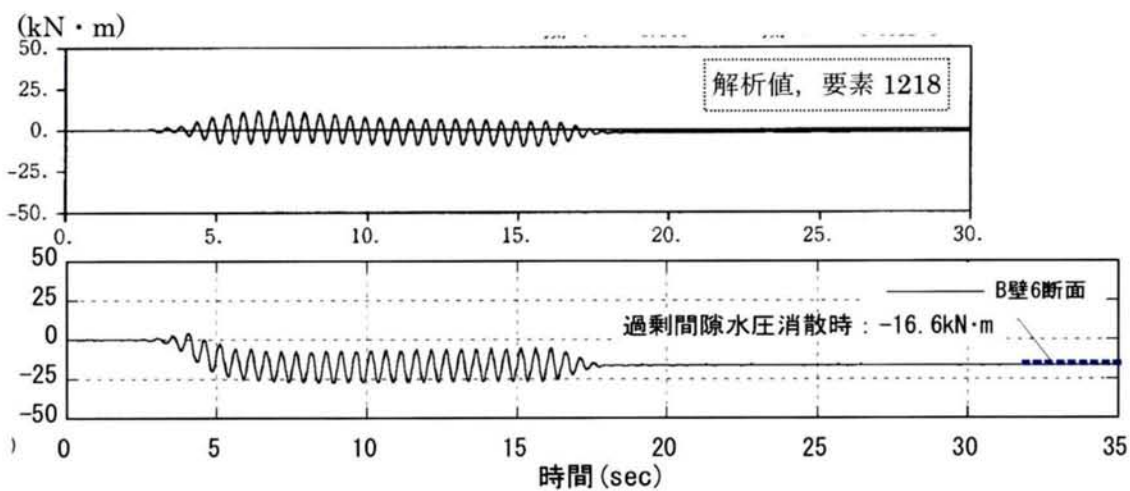


図 5. 3-45 矢板の最大曲げモーメント (奥行き 1m 当たり) (解析-3)



構造物底面付近, GL-2.9m (要素 1208, B-2)



層境界付近, GL-9.0m (要素 1218, B-6)

図 5.3-46 B壁の曲げモーメント時刻歴 (解析-3)

5-3-3-2 液状化終息後の残留沈下（解析-3）

液状化終息後の残留沈下の算定は非液状化層3.0mの場合と同じであるので、解析条件は省略する。液状化後の沈下を考慮する層は、液状化に至った8号珪砂の層で、図5.3-47に示す3地点：a)側方地盤、b)道路近傍、c)道路中央、の3地点とする。

深度方向の沈下量分布を示したのが図5.3-48である。図中には実験値をプロットで示している。この値は加振終了時点からの鉛直変位量である（加振中の値は含んでいない）。

解析値と実験値を比較すると、オーダーは合っているものの、差異が見られる。すなわち、解析値は側方地盤で半分の値となっており、構造物で1.7倍となっている。解析値どうしを比較すると、地点の違いによる差異はさほど顕著ではない。

実験-2の検討と同様に地表面沈下に含まれる液状化終息以外の要素の影響を検討する。構造物の最終沈下量は壁の変形による浮上がり量から実験観測値（間隙水圧の消散時）を差し引いた値になる。壁の変形による浮上がり量として壁下端の変位をゼロとした値を用いると、

- ・ 実験の壁変形量から求めた浮き上がり量：238mm（間隙水圧消散時）
- ・ 実験による浮上がり量の実測値：199mm（間隙水圧消散時）

両者の差から求めた道路中央部の沈下量は約39mm（模型寸法で1.3mm）となり、液状化消散による沈下量の計算値46mmと良い対応を示すが比較的小さな値になっている。これは実験-2でも述べたように、壁の変形に伴う内部砂のせん断変形の影響を受けている可能性がある。

壁外側の地盤についても壁の変形により外側の地盤が構造物側へ移動したことによる沈下量が含まれている。壁の変形による外側地盤の沈下量は構造物の浮き上がり量（壁変形によるもの）に構造物と土槽の幅（構造物を除く）の比を乗じることにより求めることができる。

- ・ 実験の壁変形量から求めた浮き上がり量：238mm（間隙水圧消散時）
- ・ 壁変形による外側地盤の沈下量：108mm
- ・ 実験初期からの側方地盤の沈下量実測値：312mm（間隙水圧消散時）

沈下量実測値から壁変形による沈下量を差し引いて求めた過剰間隙水圧消散による沈下量は約204mm（模型寸法で6.8mm）となり、解析で求めた値よりかなり大きい。これは前節でも述べたように地表面変位計測点（レーザー変位計のターゲット）の安定性の影響等が大きいと思われる。

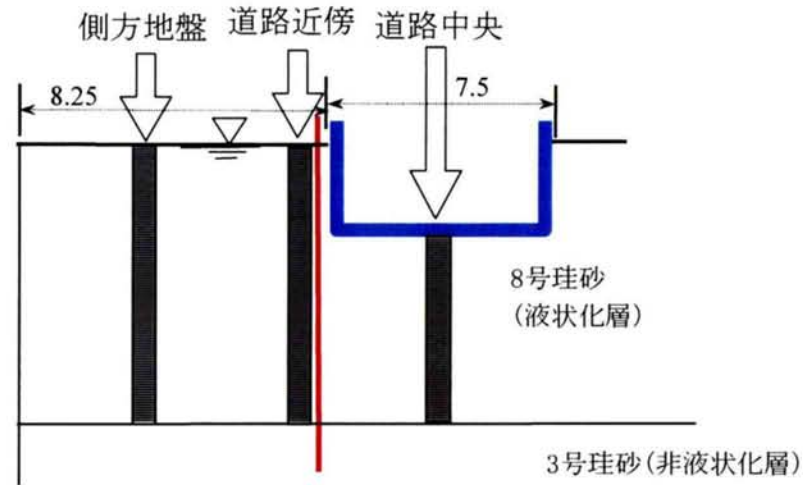


図 5.3-47 沈下量算定地点 (3 地点) (解析-3)

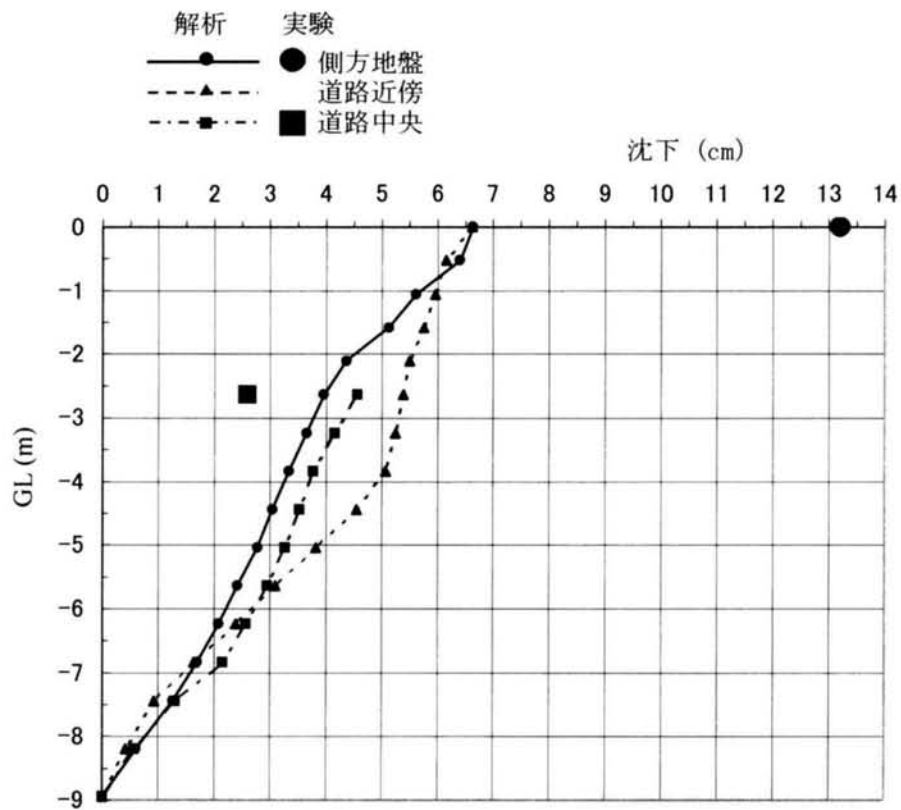


図 5.3-48 液化化後の沈下の深度分布 (遠心実験・非液化化層 1.5m) (解析-3)

5-4 梁バネモデルを用いた2次元骨組解析による液状化圧作用時の遮水壁の検討

5-4-1 解析モデルと遮水壁への作用圧

本節では地盤が液状化し、液状化圧が遮水壁に作用した場合の遮水壁の断面力および変形量の解析方法について述べる。ここで取り扱う方法の特徴は液状化した地盤は液体状の圧力作用を示すとしていることである。具体的には、地盤の圧力は主動土圧および受働土圧で示されるように変形に伴って変化をするが、ここでは完全に液体として取り扱うため変形にかかわらず上載圧と同じものが等方に作用する。このような前提は、遮水壁に作用する圧力として最大のものを取り、遮水壁を支える地盤として最小にすることと同意義であり、設計方法としては完全に安全側になる極限設計である。

本節で述べる解析方法はいわゆる「梁バネモデル」というものであり、遮水壁を梁として扱い液状化圧が作用した状態の挙動を計算する。ただし、この時に遮水壁は構造物の下端と非液状化層により支えられているとし、非液状化層での支持は受働土圧を限界値とする地盤バネによる支持とする。この方法は基本的には土留め計算で行う弾塑性法と同類のものであり、計算手法としての明確さは明らかになっている。ただし、液状化層では地盤が完全に液状化したとするため、遮水壁に作用する圧力は主動側圧でなく液状化圧になる。

液状化時の遮水壁内外の圧力の釣合いを図5.4-1に示す。液状化圧は有効拘束圧がゼロになった状態の間隙水圧と同意義であるので、液状化層の飽和単位体積重量 γ_L に深度を乗じた値になる。ただし、遮水壁内側（構造物側）では上部の地盤が構造物と置き換わっているため、構造物底面直下は、全応力で表した構造物の接地圧となり、それ以深は液状化により、構造物接地圧 $+ \gamma_L \times$ 深度の圧力が作用する。

一方、構造物底面以浅での壁の内側については、実験では構造物側面の部分は止水材として寒天が充填してある。寒天の密度は水とほぼ等しいから、地表から構造物底面までは、水の単位体積重量 γ_w に深度を乗じた圧力が作用するものとした。

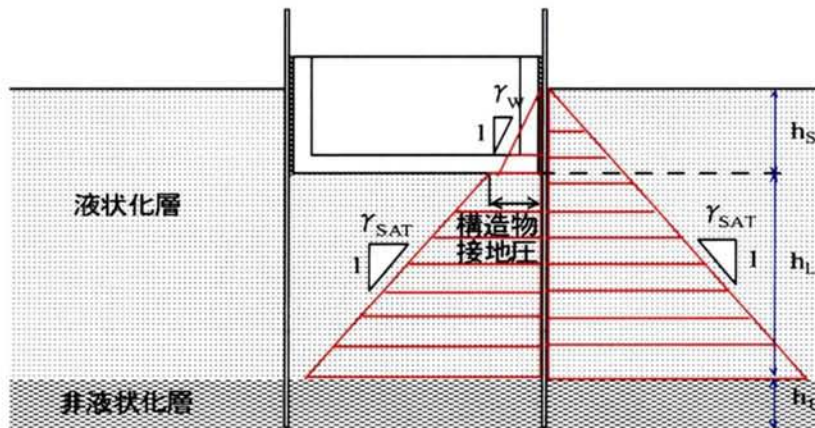


図 5. 4-1 液状化時の遮水壁内外の圧力の釣合い

以下に実験時に遮水壁に作用する圧力を具体的に示す。ただし、構造物の根入れ深さは $h_s = 2.64 \text{ m}$ 、構造物下の液状化層厚は h_L 、遮水壁の根入れ長（非液状化層厚）は h_G であり、実験毎に数値が定まっている。また、液状化層の飽和単位体積重量は $\gamma_L = 1.8 \text{ ton/m}^3$ 、構造物の見かけの密度は $\rho_w = 1.14$ （寒天も考慮に入れた値）、水の単位体積重量は $\gamma_w = 1.0 \text{ ton/m}^3$ である。構造物の接地圧を p_0 、遮水壁の外側に作用する圧力を p_{out} 、内側に作用する圧力を p_m 、深度を z とする。 $p_{act} = p_{out} - p_m$ は遮水壁の変形解析に用いる荷重になる。

遮水壁内側に作用する圧 p_m は構造物下端以浅 $0 \leq z \leq h_s$ では

$$p_m = \gamma_w z = 1.0 \times 9.8 \times z = 9.8z \text{ kN/m}^2$$

となり、 $h_s \leq z \leq h_s + h_L$ では

$$p_m = p_0 + \gamma_L (z - h_s) = \rho_w h_s + \gamma_L (z - h_s) = (1.14 \times 2.64 + 1.8 \times (z - 2.64)) \times 9.8 = -6.47 + 17.64z \text{ kN/m}^2$$

となる。

一方、遮水壁外側に作用する圧 p_{out} は液状化層中の全ての深度で

$$p_{out} = \gamma_L z = 1.8 \times 9.8 \times z = 17.64z \text{ kN/m}^2$$

となる。

解析では壁内外の圧力の差を作用させるので、遮水壁に作用させる側圧 p_{act} は構造物下端以浅 $0 \leq z \leq h_s$ では

$$p_{act} = p_{out} - p_{in} = \gamma_l z - \gamma_w z = (\gamma_l - \gamma_w) z = (1.8 - 1.0) \times 9.8 \times z = 7.84 z \text{ kN/m}^2$$

となり、深度方向に増加する三角形分布荷重になる。

ただし、構造物下端では $Z = 2.64 \text{ m}$ であるから、 $p_{act} = 7.84 \times 2.64 = 20.7 \text{ kN/m}^2$ である。

$h_s \leq z \leq h_s + h_l$ では

$$p_{act} = p_{out} - p_{in} = \gamma_l z - (\rho_v h_s + \gamma_l (z - h_s)) = (\gamma_l - \rho_v) h_s = (1.8 - 1.14) \times 9.8 \times 2.64 = 17.0 \text{ kN/m}^2$$

となり、全ての実験ケースで同様の深度方向に変化のない等分布荷重になる。

一方、遮水壁を支える非液状化層は地盤反力係数 k_H のバネとしてあつかった。ただし、限界圧を設定し、それ以上の反力は生じないこととした。非液状化層の物性については V_s の実測値より、 N 値が 15 程度と想定し、また、 $\phi = 35^\circ$ 、 $c = 0$ とした。非液状化層の単位体積重量は $\gamma_l = 1.98 \text{ ton/m}^3$ である。

地盤反力係数 k_H は

$$k_H = k_{H0} \left[\frac{B_H}{30} \right]^{-3.4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \text{ である。}$$

$E_0 = 28 \text{ N}$ を用いると

$$k_H = \frac{1}{30} \alpha 28 \text{ N} \left[\frac{B_H}{30} \right]^{-3.4} = \frac{1}{30} \times 1.0 \times 28 \times 15 \times \left[\frac{1000}{30} \right]^{-3.4} = 1.0 \text{ kgf/cm}^3 = 10 \text{ MN/m}^3 \text{ になる。}$$

受働側限界値 p_{pas} はランキンの受働土圧を基本に定めた。ただし、遮水壁が変位しない状態でも作用している圧力を除去する必要があることから、ランキンの受働土圧から静止土圧分を差し引いたものを用いた。また、非液状化層では壁内外でも同様の水圧が生じていると考えられることから、過剰間隙水圧を除去した有効応力成分で受働土圧を求めている。

非液状化層天端での受働限界圧 p_{pas}^{top} は

$$p_{pas}^{top} = (p_0 + h_l \times \gamma_l - \gamma_w (h_s + h_l)) \times \left(\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - K_0 \right) = (\rho_v h_s + h_l \times \gamma_l - \gamma_w (h_s + h_l)) \times \left(\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - K_0 \right)$$

であり、遮水壁下端での受働限界圧 p_{pas}^{lim} は次の通りである。

$$p_{pas}^{lim} = p_{pas}^{top} + (h_l \times \gamma_l - \gamma_w h_l) \times \left(\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - K_0 \right)$$

表 5.4-1 に各実験ケースでの作用圧を記し、図 5.4-2(1)～(5)に上記の遮水壁への作用圧を記載した梁バネモデルの解析モデル図を示す。ただし、 $K_0 = 0.5$ とした。

表 5.4-1 各実験ケースでの圧力

| No. | 構造物下端 | | 液状化層 | 非液状化層上端 | | 遮水壁下端 | | 備考 (遮水壁厚 mm) |
|------|-------|----------|----------|---------|----------|-------|----------|-----------------|
| | 深度 m | 作用圧力 kPa | 作用圧力 kPa | 深度 m | 限界圧力 kPa | 深度 m | 限界圧力 kPa | |
| 実験-2 | 2.64 | 20.7 | 17.0 | 7.44 | 132 | 10.44 | 224 | 2 |
| 実験-3 | 2.64 | 20.7 | 17.0 | 8.94 | 170 | 10.44 | 216 | 2 |
| 実験-4 | 2.64 | 20.7 | 17.0 | 8.94 | 170 | 10.44 | 216 | 3 |
| 実験-5 | 2.64 | 20.7 | 17.0 | 8.19 | 151 | 10.44 | 220 | 3 |
| 実験-6 | 2.64 | 20.7 | 17.0 | 7.44 | 132 | 8.94 | 178 | 2 |
| 実験-7 | 2.64 | 20.7 | 17.0 | 7.44 | 132 | 8.94 | 178 | 3 |

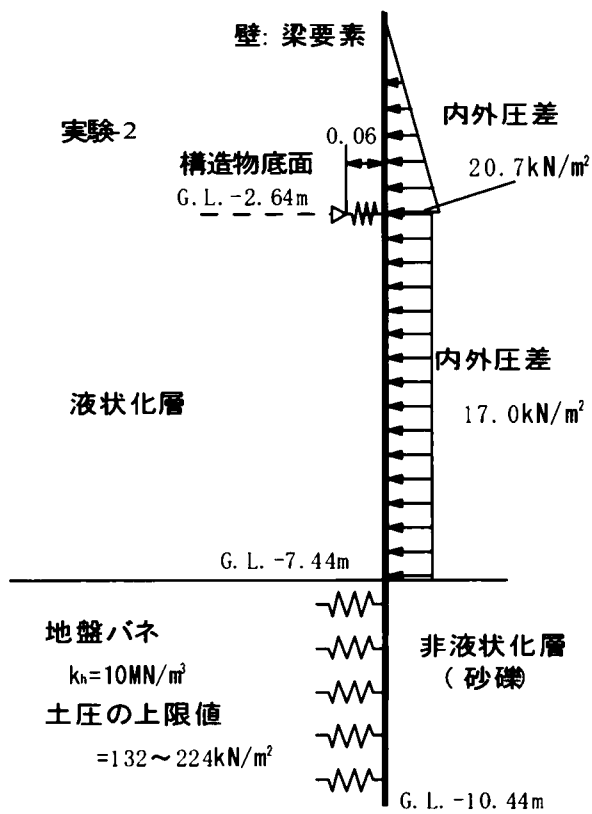


図 5.4-2(1) 実験-2 の梁バネモデル図

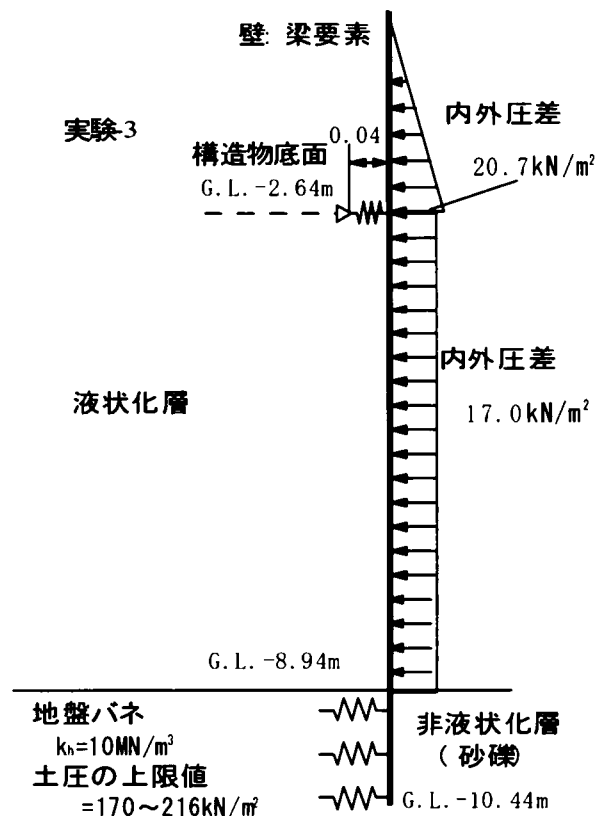


図 5.4-2(2) 実験-3 の梁バネモデル図

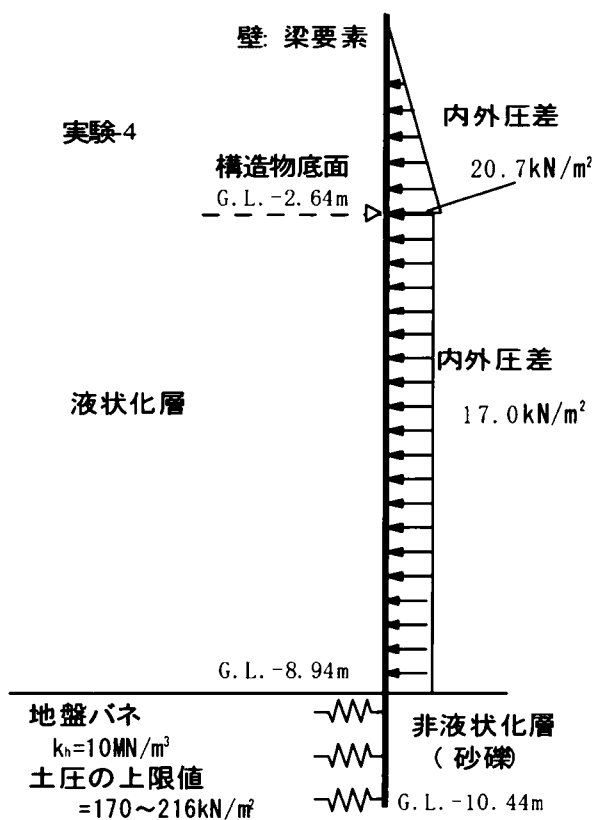


図 5.4-2(3) 実験-4 の梁バネモデル図

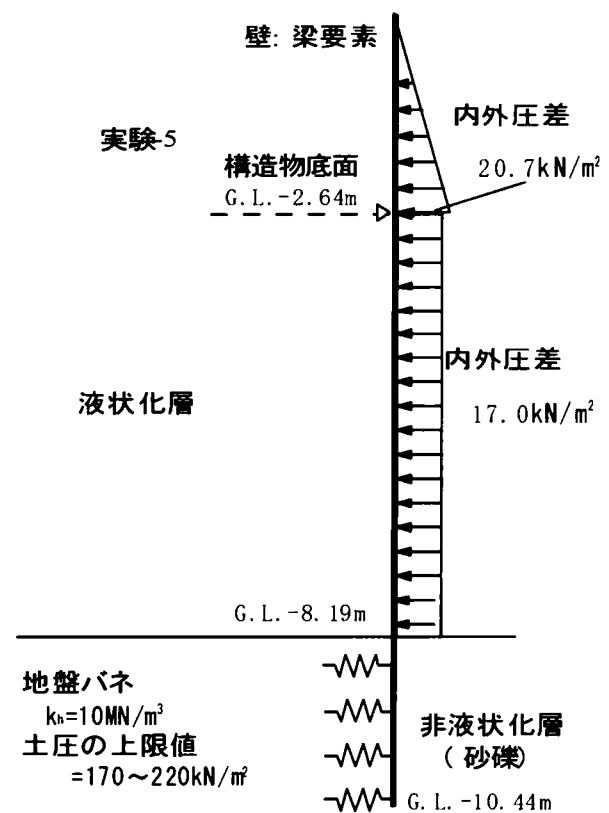


図 5.4-2(4) 実験-5 の梁バネモデル図

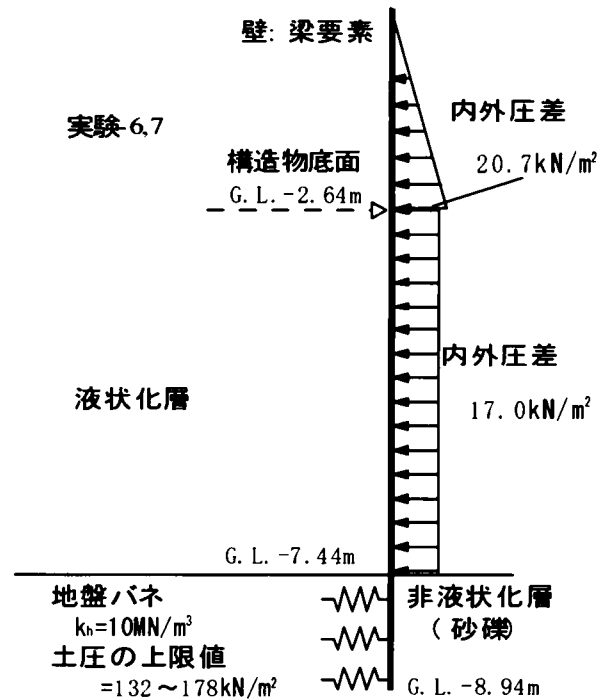


図 5.4-2 (5) 実験-6, 7 の梁バネモデル図

5-4-2 解析結果

図 5.4-3～図 5.4-8 に解析結果と実測値の比較を示す。ただし、ここでの解析では後に述べる非液状化層の過剰間隙水圧上昇による剛性の低下や構造物浮き上がりに伴う遮水壁に作用する液状化圧の変化は考慮していない。

5-4-3 液状化圧作用時の遮水壁の解析方法のまとめ

前述の図から明かなように、梁バネモデルを用いた解析による遮水壁の変形は遠心実験で求められた実測値と整合しており、構造物下端と非液状化層天端との中間で構造物側に凸になる変形モードは良くあらわされている。ただし、実測値との対応を詳細に検討すると、変形より曲げモーメントでの対応で実測値との整合が比較的良くない傾向が見られる。実測値としての評価からいうと、変形量より曲げモーメントの方が実際の値に近い。これは、曲げモーメントはひずみゲージを貼付した各点の独立したデータであるのに対し、変形量はそのひずみゲージによるデータを積分することにより求めている。従って、どこかの点でデータに誤差が生じた場合には変形量の値は全体が影響を受けるが、曲げモーメントの場合は誤差を生じた点以外では影響を受けない。従って、実測値との対応に置いては遮水壁の変形分布より曲げモーメント分布での整合性がより重要になる。解析方法の整合性（精度）向上のための検討は第6章で述べる。

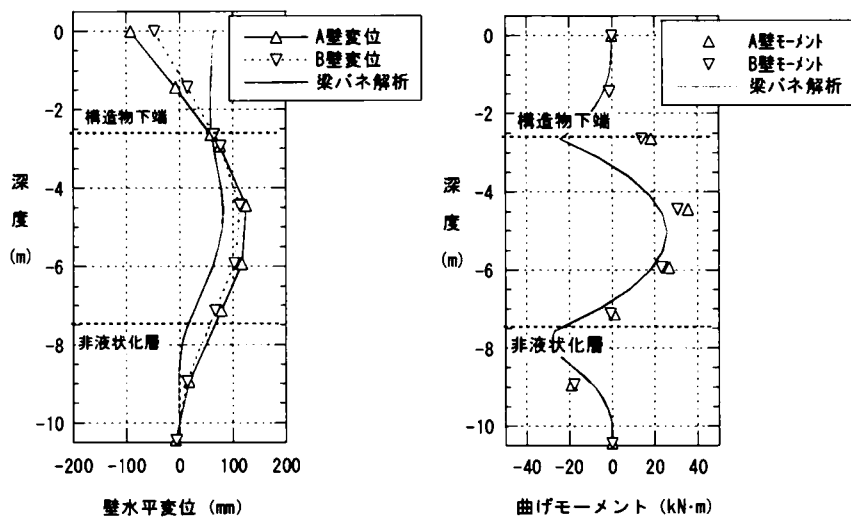


図 5.4-3 実験-2 の遮水壁の変位と曲げモーメントの解析結果と実測値

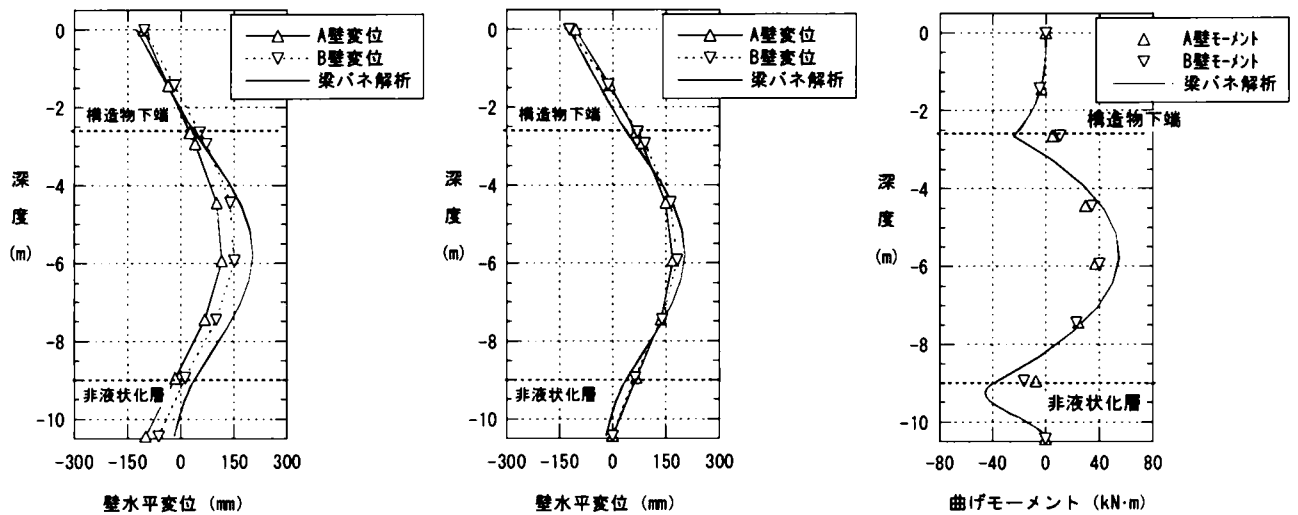


図 5.4-4 実験-3 の遮水壁の変位と曲げモーメントの解析結果と実測値
(中央は構造物下端深さで変位をゼロとした場合)

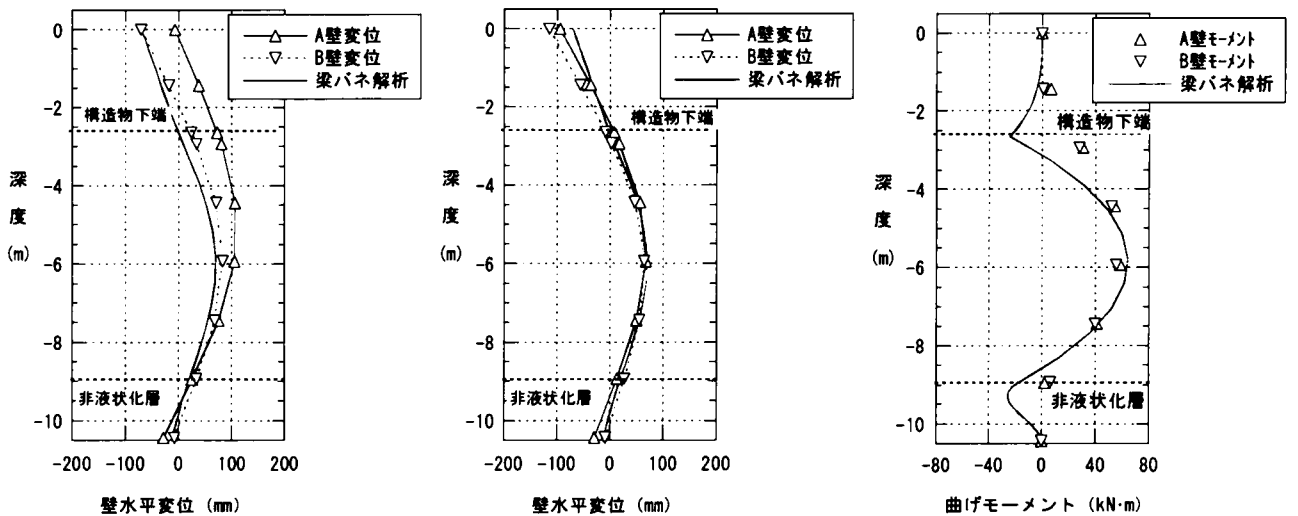


図 5.4-5 実験-4 の変位と曲げモーメントの解析値と実測値の比較
(中央は構造物下端深さで変位をゼロとした場合)

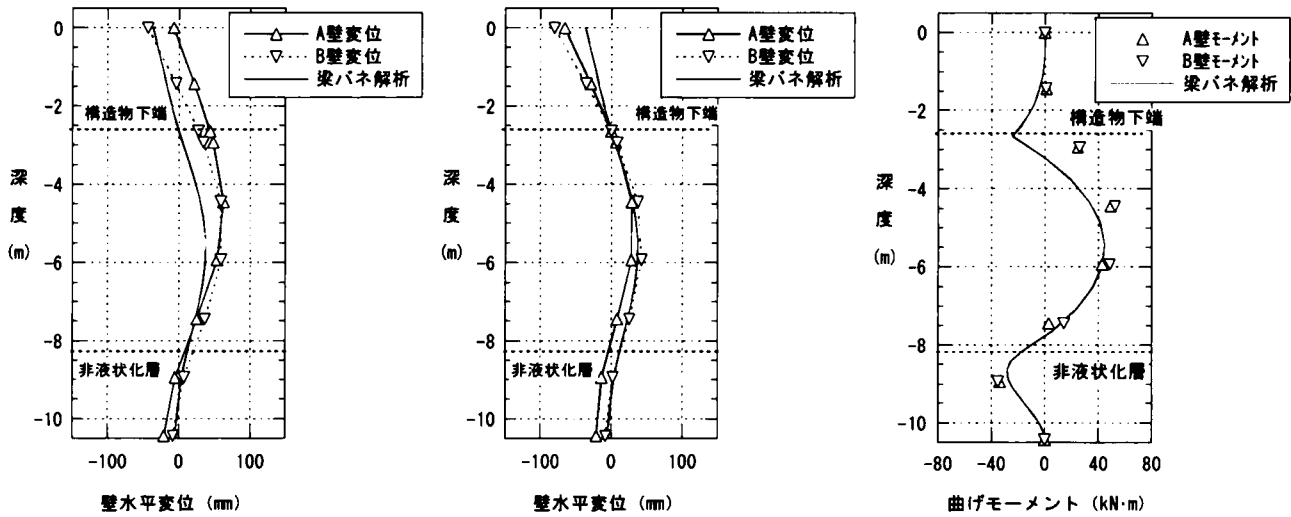


図 5.4-6 実験-5 の変位と曲げモーメントの解析値と実測値の比較
(中央は構造物下端深さで変位をゼロとした場合)

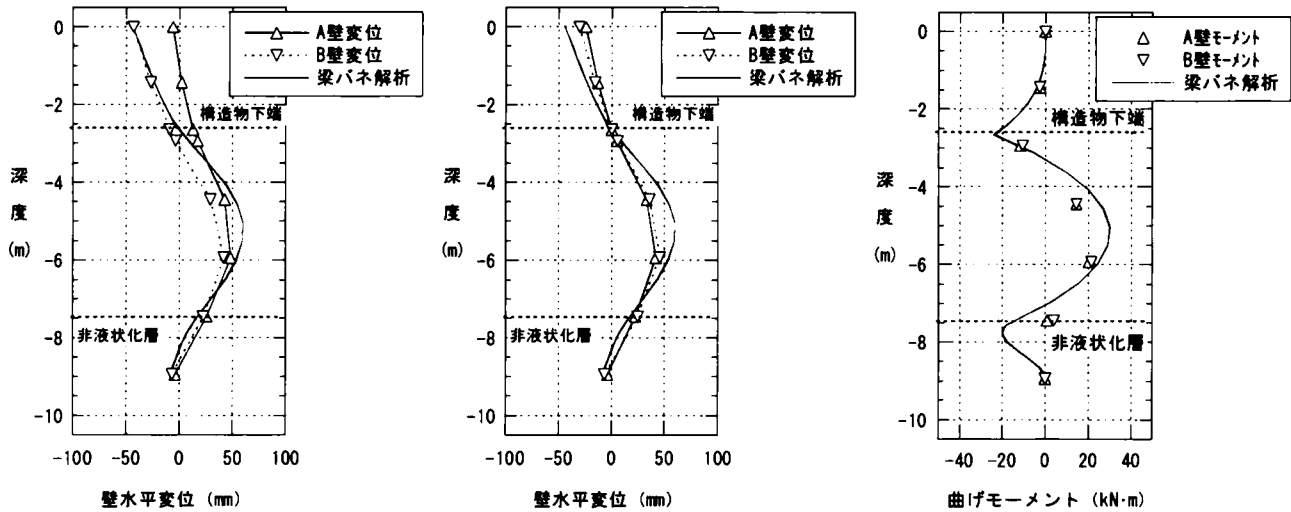


図 5.4-7 実験-6 の変位と曲げモーメントの解析値と実測値の比較
(中央は構造物下端深さで変位をゼロとした場合)

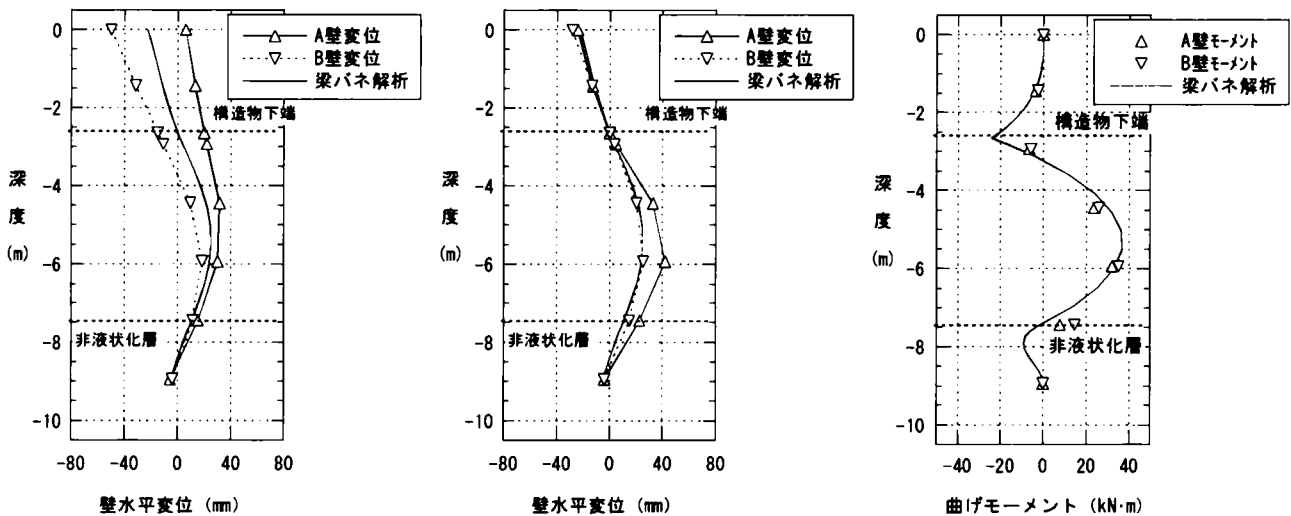


図 5.4-8 実験-7 の変位と曲げモーメントの解析値と実測値の比較
(中央は構造物下端深さで変位をゼロとした場合)

5-5 数値解析のまとめ

数値解析は、遮水壁が地震時にどのような挙動をするかを評価するために実施した。まず、地震主要動時の挙動を把握するため、実構造物（1 ケース）と遠心載荷模型実験（2 ケース）について2次元液状化解析を実施した。次に、浮き上がり量の定量的評価と設計手法構築のために、非線形骨組解析（梁バネモデル）を実施した。骨組解析は、実構造物（1 ケース）と模型実験結果（6 ケース）について実施した。本章で述べた数値解析に関する検討で明らかになったことは以下の通りである。

- 1) 2次元液状化解析による過剰間隙水圧および応答加速度の時刻歴計算結果は遠心実験での実測値とよく整合する。
- 2) 2次元液状化解析による矢板天端の変位の計算結果は遠心実験結果とあまり整合せず、特に残留変位が解析では生じない。しかし、梁バネモデルによる液状化後の壁の変形計算では実験結果と整合性のある変位量が出ている。
- 3) 2次元液状化解析による曲げモーメント時刻歴は実験値と良い整合性を示す。ただし、壁の残留変形によるモーメントの残留値は有効応力解析では出ないが、振動中の値に比較して値が小さい。
- 4) 実構造物の2次元液状化解析では、今回解析に用いた地震動で、Bk層とAs層は完全に液状化する。
- 5) 振動中の矢板の最大応力は剛性の高い間詰め材を用いた場合には、矢板の縁応力が許容応力度を超える可能性があるが、剛性の低い間詰め材では許容応力度以下になっている。
- 6) 矢板断面力の時刻歴波形では、曲げモーメントが大きな値を示す時刻は、入力加速度の大きな5秒付近と液状化が生じた後の16秒付近にある。

5章の参考文献

- 1) Fukutake, K., Ohtsuki, A., Sato, M. and Shamoto, Y.: Analysis of saturated dense sand-structure system and comparison to results from Shaking table test, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.19, pp.977-992, 1990
- 2) 大槻 明・福武毅芳・藤川 智・佐藤正義:液状化時群杭挙動の三次元有効応力解析, 土木学会論文集, No. 495/I-28, pp. 101-110, 1994
- 3) 龍岡文夫・福島伸二:砂のランダム繰返入力に対する応力～ひずみ関係のモデル化について(1), 生産研究第30巻9号, pp.26-29, 1978
- 4) 福武毅芳:土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究, 名古屋工業大学博士論文, 1997
- 5) 福武毅芳・松岡 元:任意方向単純せん断におけるダイレイタンシーの統一的解釈, 土木学会論文集, No. 412/III-12, pp. 143-151, 1989
- 6) 福武毅芳・松岡 元:任意方向繰返し単純せん断における応力・ひずみ関係, 土木学会論文集, No. 463/III-22号, pp. 75-84, 1993
- 7) 土質工学会:軟弱地盤対策工法 ―調査・設計から施工まで―(4章 深層処理工法), pp. 153-188, 1988
- 8) 福武毅芳・大槻 明・佐藤正義・社本康広・亀岡裕行:遠心載荷振動台実験のシミュレーションとせん断土槽フレームの影響, 第28回土質工学研究発表会, pp.1151-1154, 1993
- 9) 阪神高速道路公団:開削トンネル耐震設計指針, 1999
- 10) Shamoto, Y., Sato, M and Zhang, J. : Liquefaction -induced settlements in sand deposits. 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol.1, pp.215-220, 1995
- 11) 平間邦興:相対密度の適応に関する2,3の私見,砂の相対密度と工学的性質に関するシンポジウム,土質工学会,pp.53-56,1981
- 12) 水野恭男・末松直幹・奥村一典:細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法,土と基礎,Vol.35,No.,5,pp.21-26,1987

第6章 液状化対策効果を期待する遮水壁設計手法の提案

| | | |
|----------|---------------------------|-----|
| 6-1 | 概要 | 223 |
| 6-2 | 遮水壁の設置による構造物の浮き上がり量の変化 | 223 |
| 6-3 | 構造物の浮き上がり量と遮水壁の変形量の関係 | 225 |
| 6-4 | 遮水壁の変形要因と数値解析 | 226 |
| 6-4-1 | 梁バネモデルの改良 | 226 |
| 6-4-2 | 過剰間隙水圧上昇に伴う非液状化層の剛性低下の影響 | 226 |
| 6-4-3 | 構造物浮上がりに伴う液状化圧の変化の影響 | 230 |
| 6-5 | 構造物の浮き上がり量に影響を与えるパラメータの検討 | 236 |
| 6-5-1 | 遮水壁の剛性の影響 | 236 |
| 6-5-2 | 構造物下の液状化層厚の影響 | 239 |
| 6-5-3 | 遮水壁の根入れ長さの影響 | 243 |
| 6-6 | 設計手法の提案 | 245 |
| 6-6-1 | 地震主要動に対する設計(STEP1) | 246 |
| 6-6-2 | 液状化圧に対する設計(STEP2) | 246 |
| 6-6-3 | 液状化終息後の沈下に対する設計(STEP3) | 247 |
| 6-7 | 設計手法の適用性の検討 | 248 |
| 6-7-1 | 液状化検討対象箇所の諸元 | 248 |
| 6-7-2 | モデルケースでの試算 | 249 |
| 6-8 | 地下水位変動リスクによる液状化時安定性の照査 | 254 |
| 6-8-1 | 検討手法の概要 | 254 |
| 6-8-2 | 地下水位の変動予測 | 255 |
| 6-8-3 | 地下水位変動リスクによる液状化時安定性の照査 | 256 |
| 6-9 | 設計手法のまとめ | 257 |
| 第6章の参考文献 | | 260 |

第6章 液状化対策効果を期待する遮水壁設計手法の提案

6-1 概要

遮水壁を利用した地震時液状化対策工法では、対象構造物や原位置の地盤条件等にあわせて遮水壁を設計する。従って、実用的な設計がおこなわれるためには次の3項目が満足される必要がある。

- ①遮水壁を設置することにより構造物の浮き上がり変位量が減少する。
- ②構造物の浮き上がり変位量は遮水壁の変形量に連動して変化する。
- ③遮水壁の変形量に影響を与える因子は解析によって評価できる。

本章では、遠心模型振動実験および梁バネ解析の結果などを上記の項目に関して検討することにより、遮水壁による液状化対策工法としての実用性を検証するとともに、「液状化対策効果を期待する遮水壁設計手法」の提案を行う。

6-2 遮水壁の設置による構造物の浮き上がり量の変化

表 6.2-1 にこれまでの遠心実験の結果を構造物の浮き上がり変位量を主体に示す。ただし、構造物の浮き上がり量は初期地表面を基準とした構造物の上方への絶対変位量を示すこととする。

表の「壁厚」は遮水壁模型として使用したアルミ板の厚さであり、わかりやすくするためにこの項目は模型寸法で表示してある。遠心実験は30 gでおこなっているので実物換算では30倍した値になるが、厚さ3mmの場合で曲げ剛性がⅢ型鋼矢板に比較して1/8であり、厚さ2mmの場合で1/28に相当する程度である。「液状化層厚」は構造物下端から非液状化層厚上端までの距離であり、4.8m、5.55m および6.3mの3通りで実験をおこなっている。「非液状化層厚」は土槽底部の液状化させない層の厚みであるが、実験では遮水壁下端が土槽底面に達しているので遮水壁の非液状化層への根入れ長さと同じになっている。「浮き上がり量」は実験で計測された構造物の鉛直方向変位量であり、実物換算値で示してある。

「間詰め材変位浮き上がり量」と「間詰め抜き浮き上がり量」は構造物と遮水壁の間に間詰め材として充填した寒天の影響に関するものである。実験-2、実験-3は間詰め材が厚いため構造物の浮き上がり量に影響が生じているが、実験-4～7は隔離を狭くすることにより間詰め材の変形による影響を排除している。そこで両者を比較するため間詰め材の変形に伴う構造物の浮き上がり量を分離することを試みた。「間詰め材変位浮き上がり量」は間詰め材の変形に伴い遮水壁が変形した面積を求めたものであり、「間詰め抜き浮き上がり量」は構造物の浮き上がり量実測値から「間詰め材変位浮き上がり量」を差し引いた値である。ただし、間詰め材の変形による遮水壁の変位量は液状化層下端でゼロになると仮定し、構造物下端での遮水壁の変形量実測値に液状化層の厚さを乗じて求めている。

図 6.2-1 は遠心実験時の構造物の鉛直方向変位の経時変化であり、表 6.2-1 に示した全てのケースが記載されている。図から明らかなように、遮水壁を設置しない実験-1の浮き上がり量が最も大きく、遮水壁を設置した場合の構造物の浮き上がり量は実験-1に比較して小さくなっており、遮水壁の設置が構造物の浮き上がり変位抑止に効果があることを示している。ただし、同じ厚さの遮水壁を設置した場合でも液状化層厚や非液状化層厚によって浮き上がり量が異なっており、これらの要因の構造物の浮き上がり量に及ぼす影響は有意であることがわかる。

表 6. 2-1 遠心模型実験結果一覧表

| 実験 ケース | 壁厚 mm | 液状化 層厚 m | 非液状化 層厚 m | 浮き上がり 量 mm | 間詰め材 変位浮き 上がり量 mm | 間詰め抜 き浮き上 がり量 mm | 壁変形実 測 mm |
|-----------|----------|-------------|--------------|---------------|----------------------------|---------------------------|--------------|
| 実験-1 | 0 | 4.8 | 3.0 | 330 | 0 | 330 | 0 |
| 実験-2 | 2 | 4.8 | 3.0 | 127 | 38.4 | 88.6 | 137 |
| 実験-3 | 2 | 6.3 | 1.5 | 228 | 25.6 | 202.4 | 249 |
| 実験-4 | 3 | 6.3 | 1.5 | 111 | 0 | 111 | 122 |
| 実験-5 | 3 | 5.55 | 2.25 | 76 | 0.0 | 76 | 73 |
| 実験-6 | 2 | 4.8 | 1.5 | 36 | 0 | 36 | 41 |
| 実験-7 | 3 | 4.8 | 1.5 | 27 | 0 | 27 | 23 |

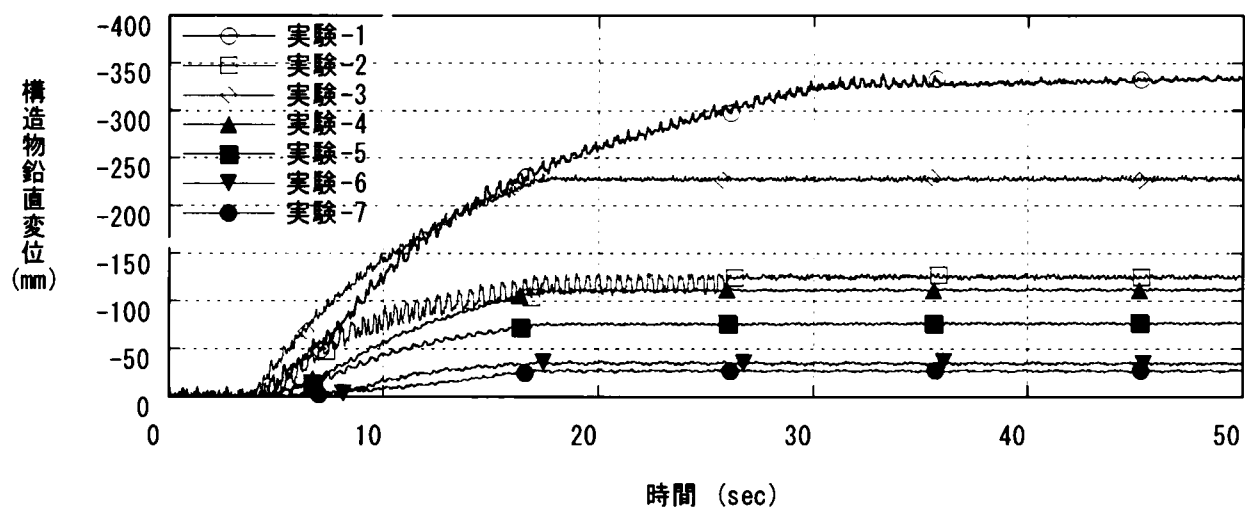


図 6. 2-1 構造物の浮き上がり量実測値の経時変化

6-3 構造物の浮き上がり量と遮水壁の変形量の関係

図6.3-1は構造物の浮き上がり量実測値と遮水壁の変形量から算出した浮き上がり量の比較を示したものである。本工法の基本概念では構造物下の液状化層は閉鎖空間化されているため体積（面積）変化ができない。従って、液状化圧により遮水壁が構造物側に変形した場合にはその変形面積に相当する分だけ構造物が上方に変位する必要がある。その変位量は構造物両側の遮水壁の変形面積の和を構造物の幅で除した値になる。図の横軸は遮水壁の端部変位および曲げひずみ分布から算出した遮水壁の変形面積を構造物の幅で除したものであり、工法の基本概念である液状化層の閉鎖空間化が成立していれば構造物の浮き上がり量と同値になるべき値である。

図から明らかなように実験結果では縦軸の値と横軸の値はほぼ同等になっている。また、遮水壁の厚みや液状化層厚などのパラメータの相違による偏りも見られない。従って、本工法を実施した場合の構造物の浮き上がり量は液状化圧が作用した状態での遮水壁の変形量を推定することにより算出できると考えられる。

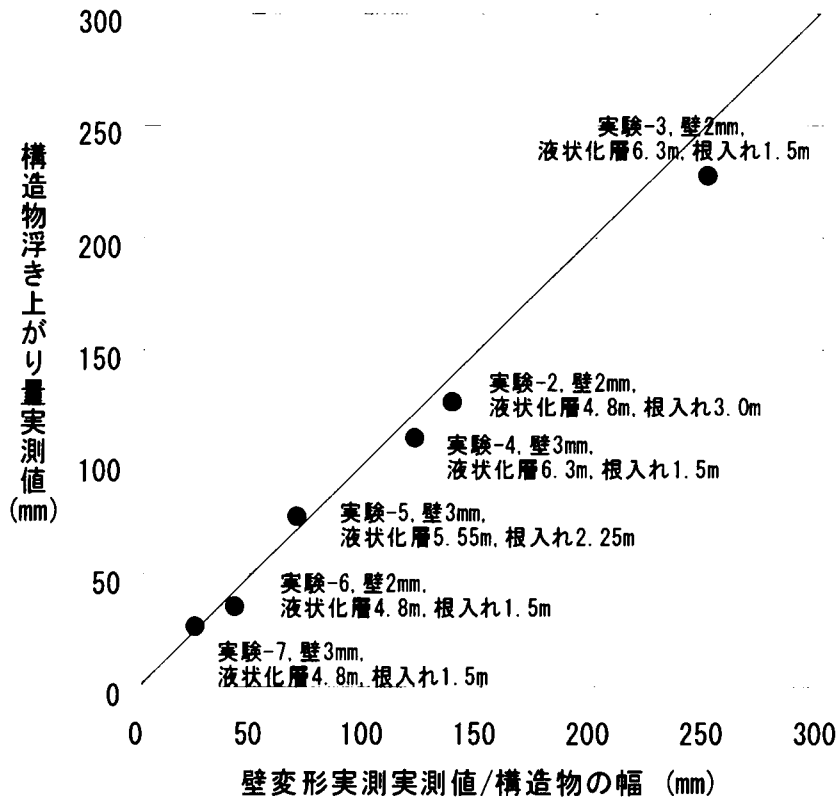


図 6.3-1 構造物の浮き上がり量実測値と遮水壁変形量の関係

6-4 遮水壁の変形要因と数値解析

6-4-1 梁バネモデルの改良

本論文では遮水壁を梁として扱い、液状化層中において地盤の液状化圧を作用させた場合の変位や断面力を解析により求めている。ただし、梁の支持は構造物下端および非液状化層としており、非液状化層ではランキンの受働土圧を極限とした地盤バネを用いた。前章で示したように、梁バネモデルを用いた解析は実験結果とある程度の整合を示している。ここでは、解析精度の更なる向上の可能性を求めて、以下に述べる実験上生じた現象の影響を検討する。実験上生じた現象で解析に考慮されていない主な項目は下記の2項目である。

- (1) 実験では非液状化層を砂質土で作成したため、加振により過剰間隙水圧がかなり上昇した。過剰間隙水圧が上昇すると有効拘束圧が低下するため地盤の剛性が低下する可能性があるが、解析では「過剰間隙水圧上昇による非液状化層の剛性低下」が見込まれていない。
- (2) 構造物が浮き上がった場合は遮水壁間の地盤の液状化層厚が増加した場合と等価であるので、壁の変形に伴う構造物の浮き上がりおよび周辺地盤の沈下により「壁に作用する液状化圧の载荷スパンが変化する」が、それが見込まれていない。

6-4-2 過剰間隙水圧上昇に伴う非液状化層の剛性低下の影響

遠心実験では3号硅砂で作られた非液状化層は加振中に80%~90%程度過剰間隙水圧比が上昇した。ただし、地盤内の加速度応答記録から見て非液状化層は液状化には至っていない。過剰間隙水圧の上昇に伴う非液状化地盤の剛性低下が梁バネ解析結果に与える影響について検討した。砂質土のせん断剛性が有効拘束圧の0.5乗に比例するといわれていることから、非液状化層の地盤反力係数も有効拘束圧の0.5乗に比例するとして解析に取り込んだ。また、地盤バネの限界値である受働土圧については、強度定数である c 、 ϕ は変化させず、過剰間隙水圧上昇に伴う有効上載圧の低下として解析に組み込んだ。ただし、想定した非液状化層の過剰間隙水圧比は80%であり、剛性は当初設定した値の約45%になる。図6.4-1~図6.4-6に各実験での遮水壁の変形および曲げモーメント分布を示す。

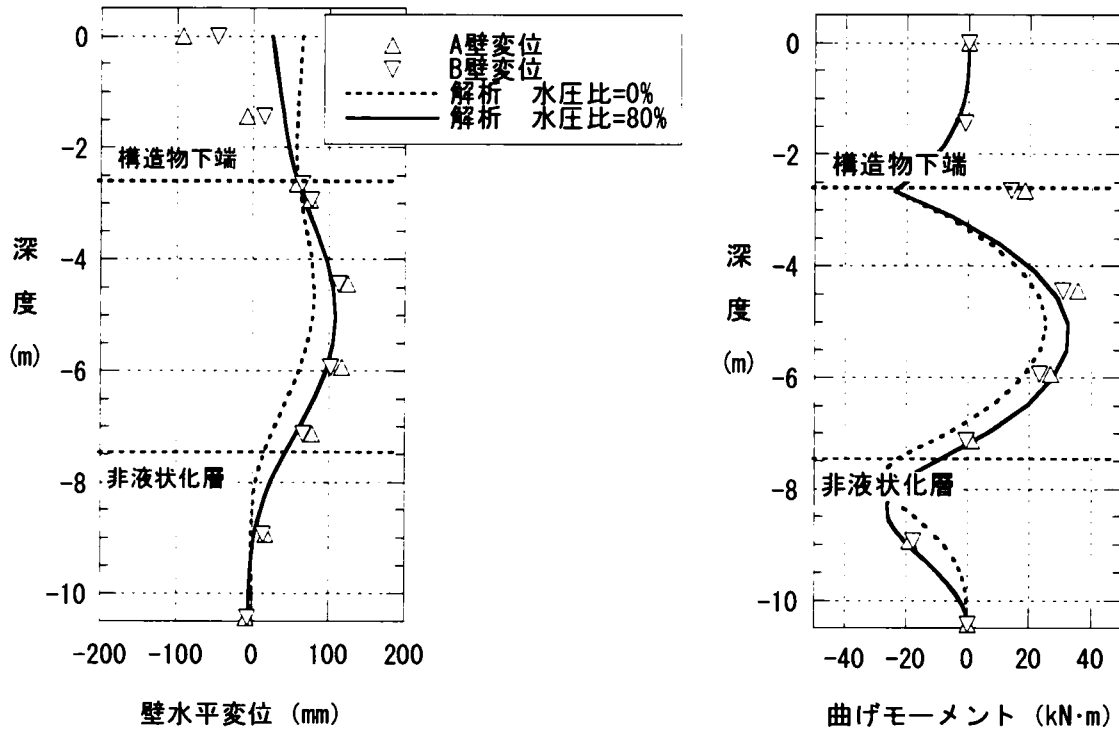


図6.4-1 実験-2における非液状化層の過剰間隙水圧上昇の影響

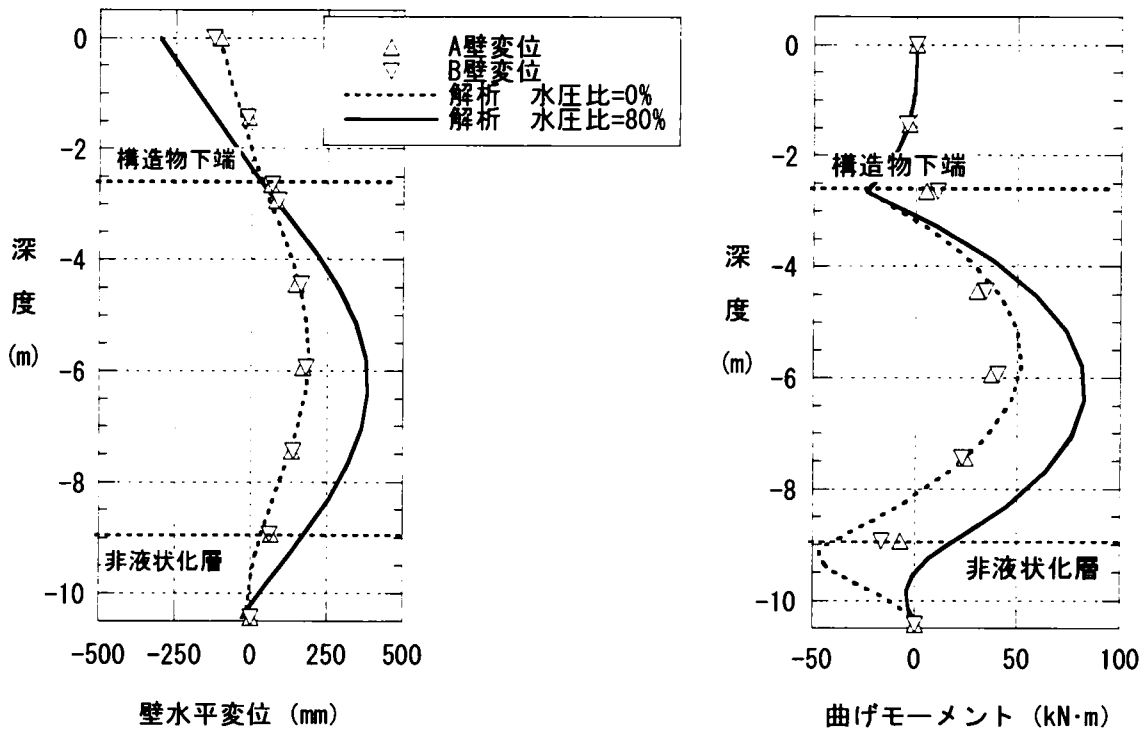


図6.4-2 実験-3における非液状化層の過剰間隙水圧上昇の影響

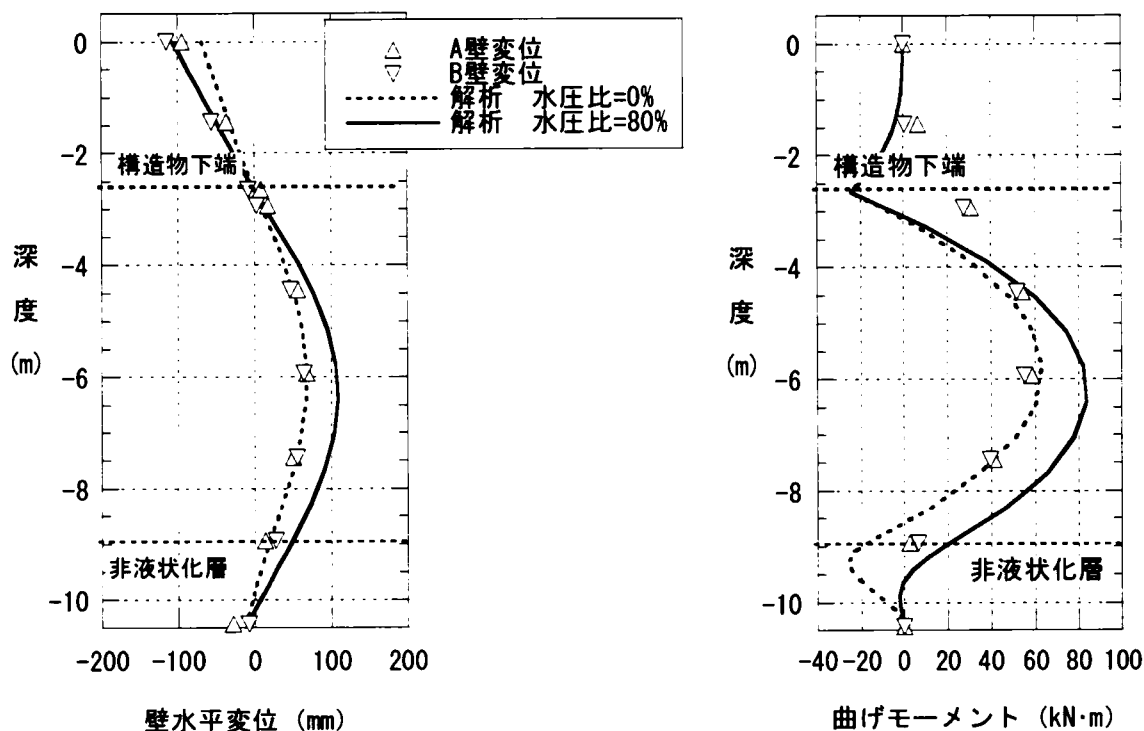


図6. 4-3 実験-4における非液化化層の過剰間隙水圧上昇の影響

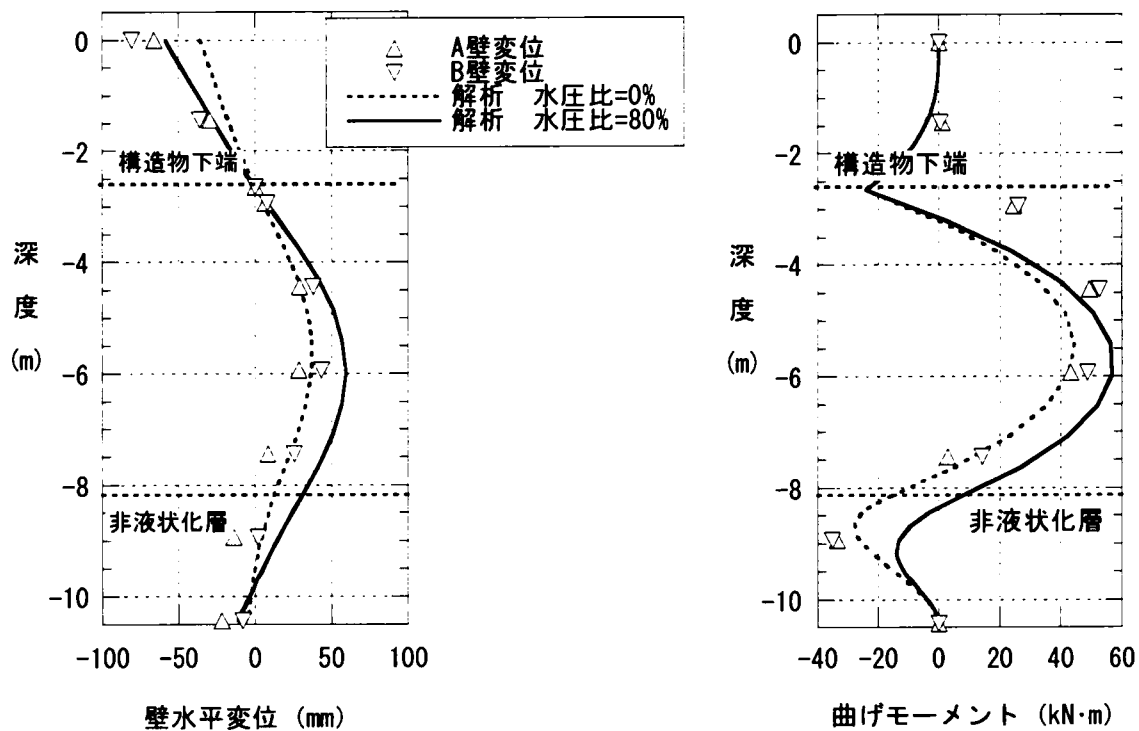


図6. 4-4 実験-5における非液化化層の過剰間隙水圧上昇の影響

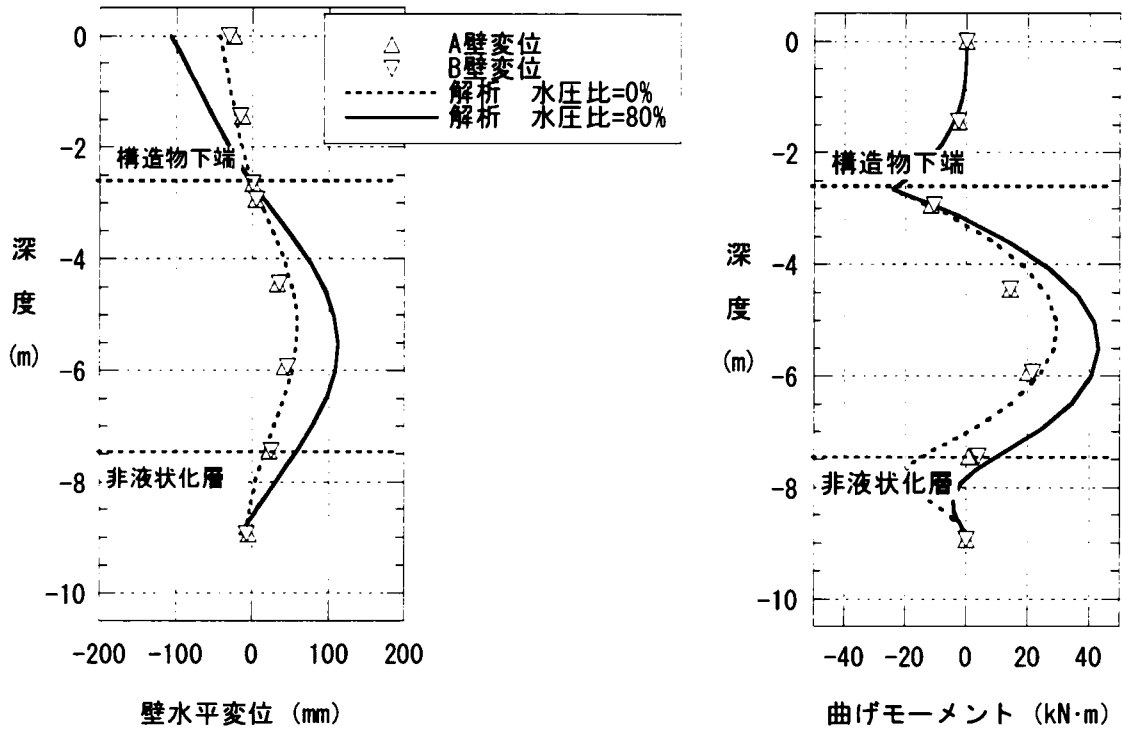


図6.4-5 実験-6における非液状化層の過剰間隙水圧上昇の影響

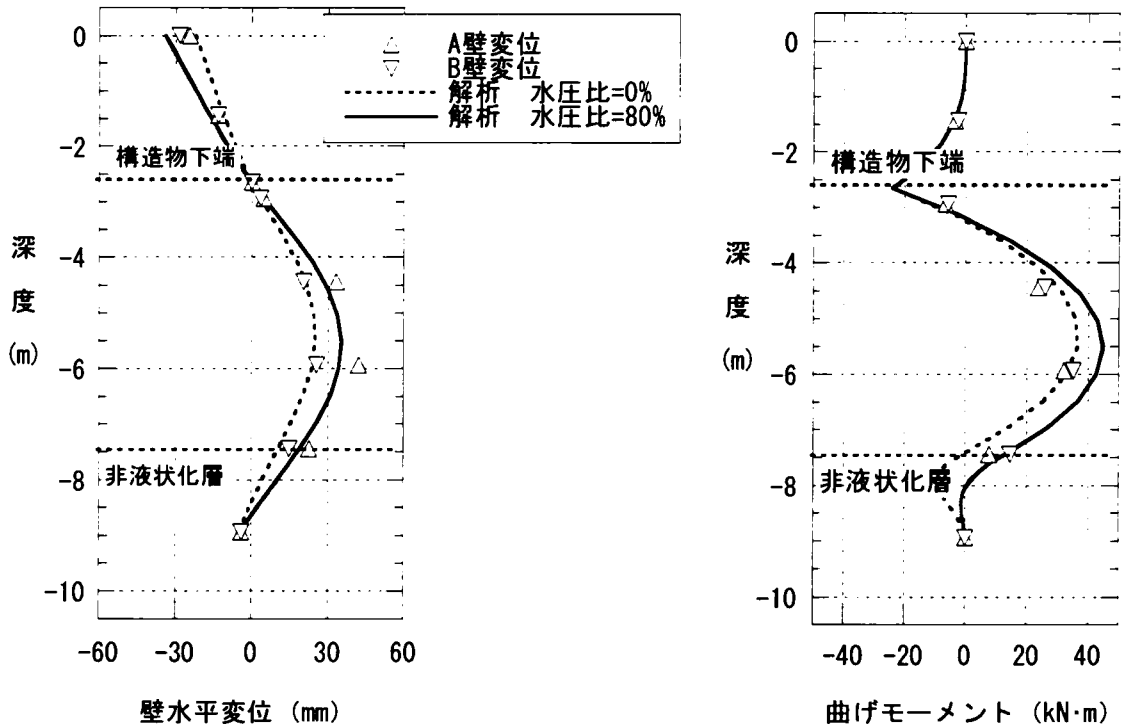


図6.4-6 実験-7における非液状化層の過剰間隙水圧上昇の影響

図から明らかなように、実験-2では変位分布の実測値と解析結果の整合性が改善され、非液状化層に入った部分でも実測値と解析結果は良く対応している。しかし、実験-3では両者の関係が悪化しており、解析結果は実験での値よりはるかに大きくなっている。また、曲げモーメントの分布でも実測値との対応が悪い。他のケースでも両者の関係が改善されたとは言い難い。

6-4-3 構造物浮き上がりに伴う液状化圧の変化の影響

図6.4-7に遠心模型の液状化層厚および非液状化層厚を変化させた時の梁バネモデルによる構造物浮き上がり量の変化を示す。ただし、遮水壁の厚さは2mmであり、液状化層厚および非液状化層厚は遠心実験に準拠して両者の和が7.8mになるようにしている。

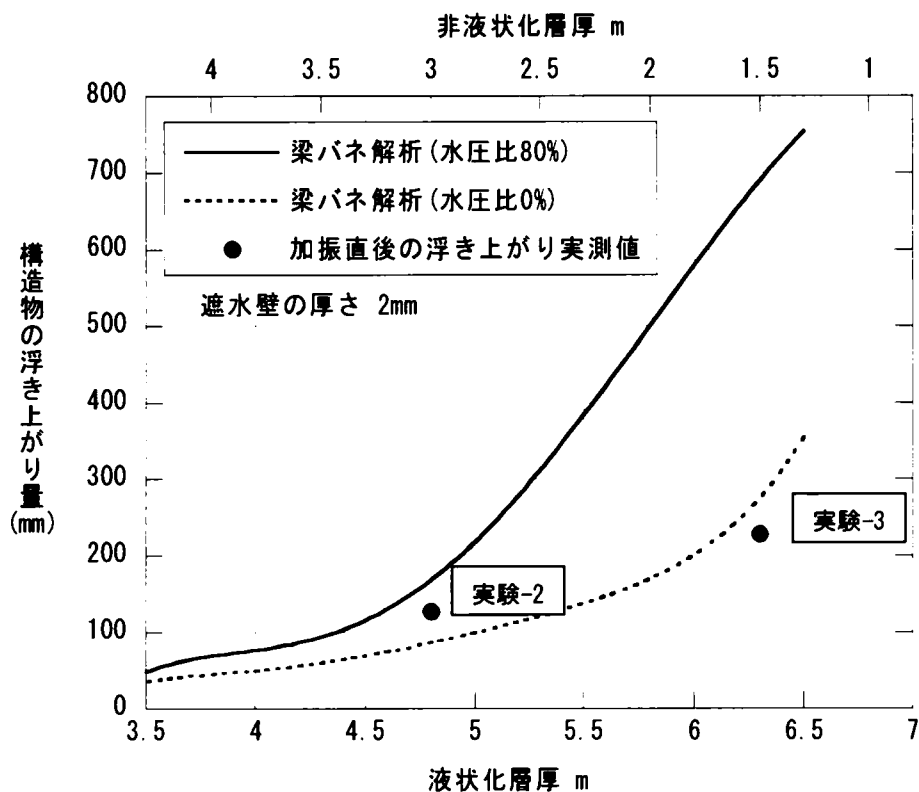


図6.4-7 模型実験における層厚と浮き上がり量の関係

図には液状化層厚が増加するか非液状化層厚が減少すると構造物の浮き上がり量が増加する状態が現れており、特に非液状化層の過剰間隙水圧が上昇している場合にその傾向が著しい。しかし、実験-3の実測の浮き上がり量は梁バネモデルによる解析結果よりだいぶ小さくなっている。また、図では液状化層厚が増加すると構造物が無対策状態で示した浮き上がり量を超える浮き上がりが生じることになり、妥当でないと考えられる。このように大きな浮き上がり量が算出された原因は梁バネモデルによる解析では構造物に浮き上がりが生じて壁に作用する液状化圧は変化しないとして計算を行っていたためである。その結果、液状化層厚が厚くなると過大な壁変形が生じることになる。実際には、図6.4-8に概念図を示すように、構造物が浮き上がると壁内部では構造物下の液状化層厚が増加し、壁外部では壁の変形に伴う地表面の沈下から液状化層厚が減少することになり、両者の差圧である遮水壁に作用する圧力は構造物の浮き上がりとともに低下する。

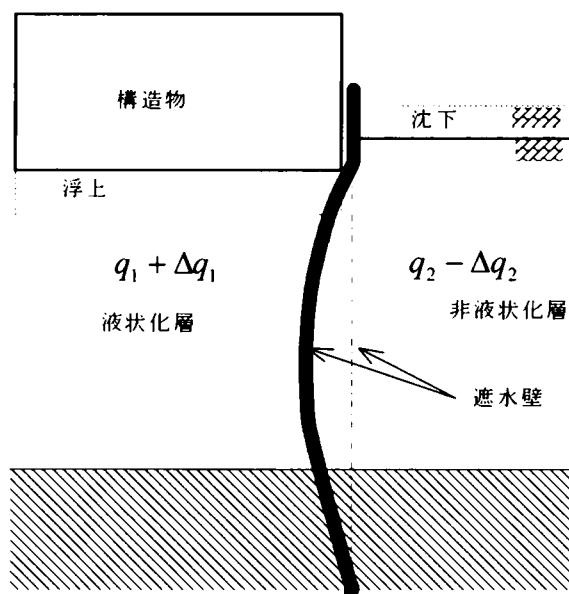


図6.4-8 浮き上がりに伴う層厚変化の概念図

実構造物のように壁の変形に伴う浮き上がり量が小さい場合はこのような構造物の浮き上がりに伴う液状化圧の変化の影響は小さいが、今回の実験では剛性の極めて小さい壁を用いて大きな浮き上がり変位を生じさせているためその影響が無視できない可能性がある。構造物の浮き上がりに伴う液状化圧の変化を考慮に入れた梁バネモデルによる解析の結果を図6.4-9に示す。液状化層厚が厚くなるほど影響が大きくなっており、実験-3の浮き上がり実測値が梁バネモデルによる解析結果の範囲に入ってきている。

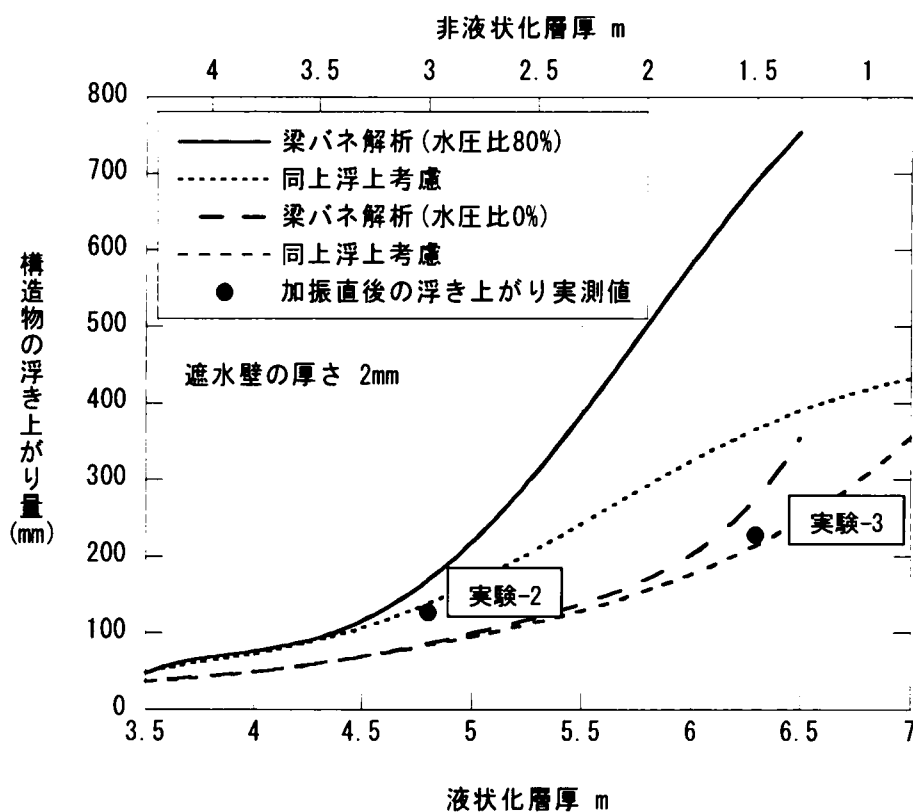


図6.4-9 模型実験における層厚と浮き上がり量の関係 (その2)

図6.4-10～図6.4-15に各実験ケースの梁バネ計算による壁の変位と曲げモーメントを示す。ただし、梁バネ解析では非液状化層の過剰間隙水圧比が80%であるとし、構造物の浮き上がりによる圧力変化の考慮の有無を変えている。

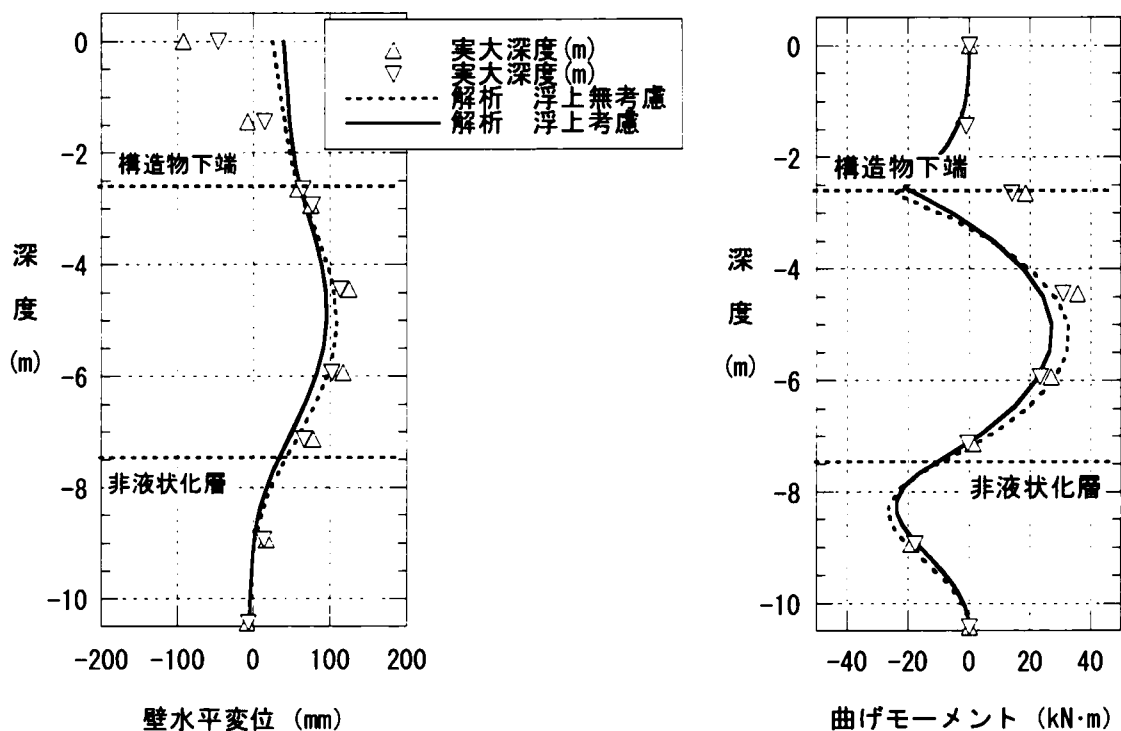


図6.4-10 実験-2における構造物の浮き上がりによる液状化圧変化の影響

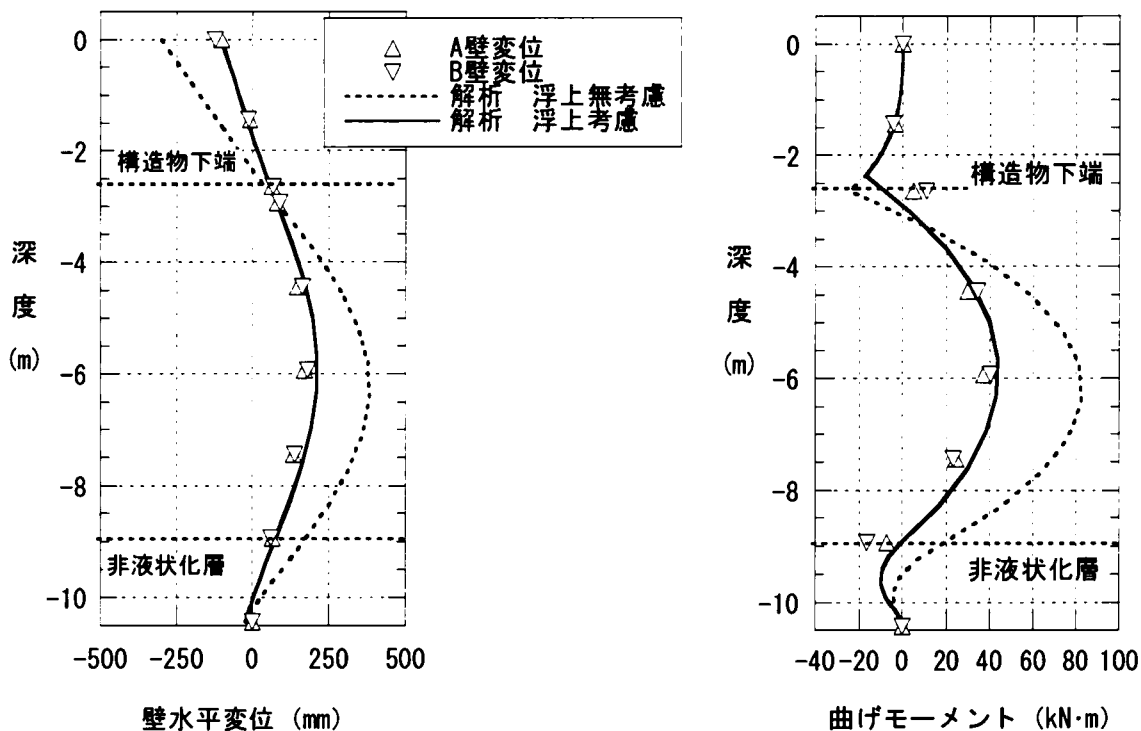


図6.4-11 実験-3における構造物の浮き上がりによる液状化圧変化の影響

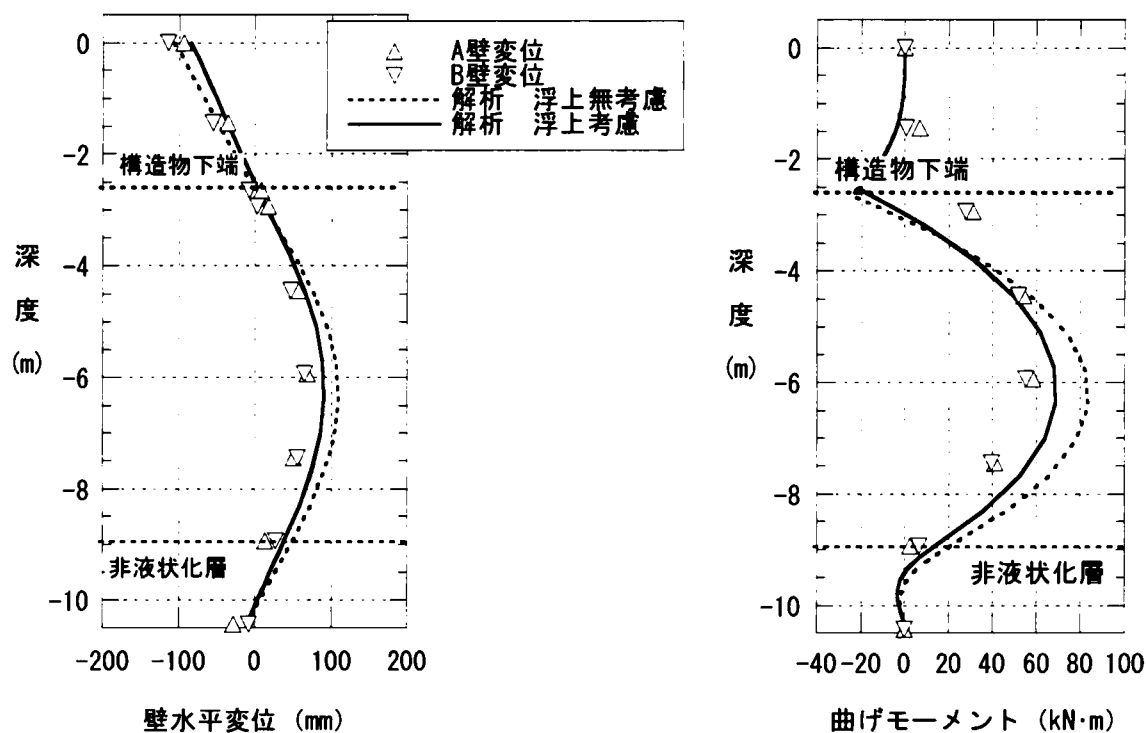


図6.4-12 実験-4における構造物の浮き上がりによる液状化圧変化の影響

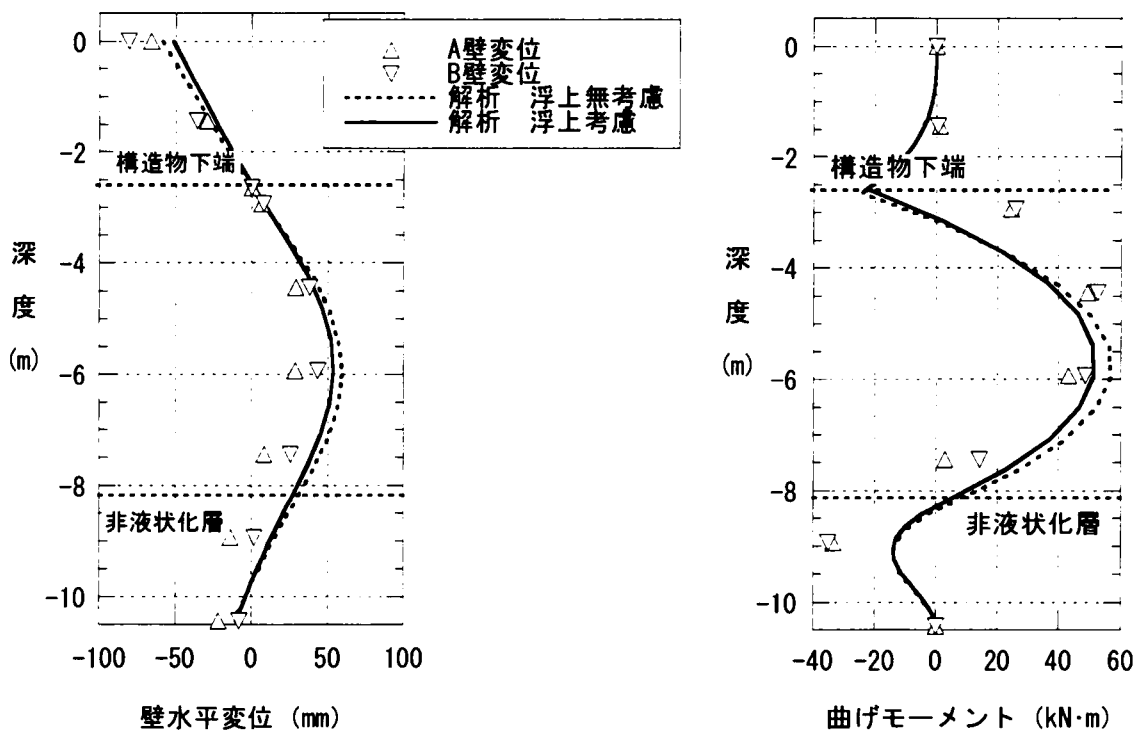


図6.4-13 実験-5における構造物の浮き上がりによる液状化圧変化の影響

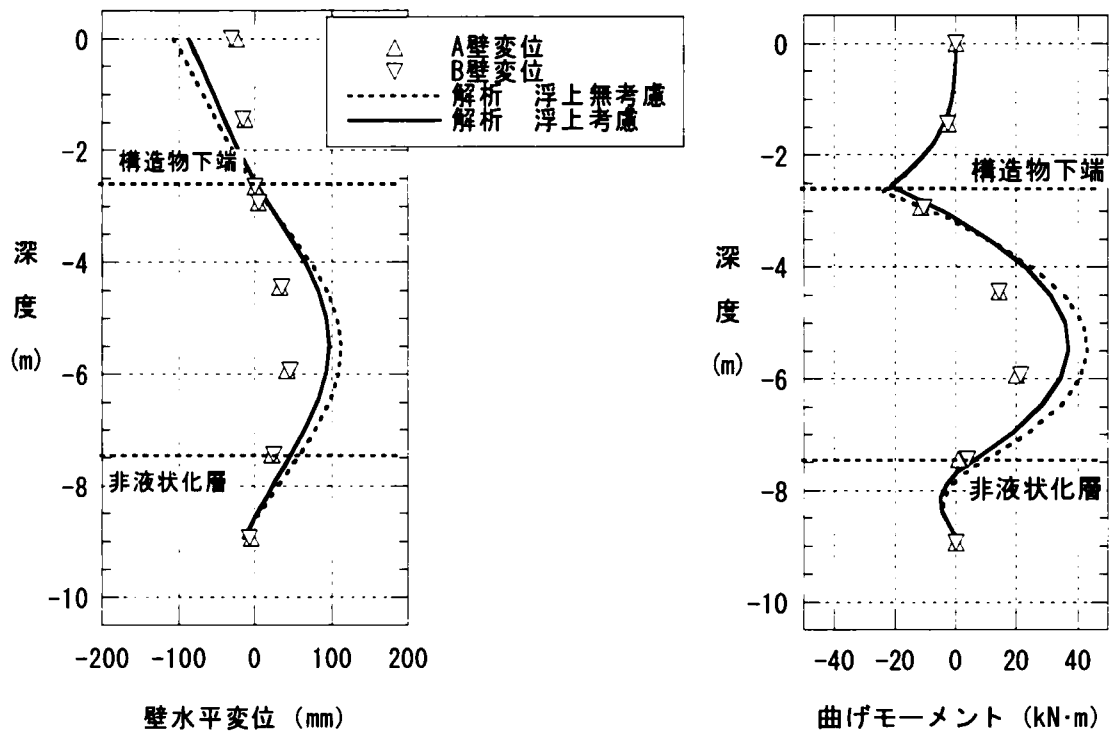


図6.4-14 実験-6における構造物の浮き上がりによる液状化圧変化の影響

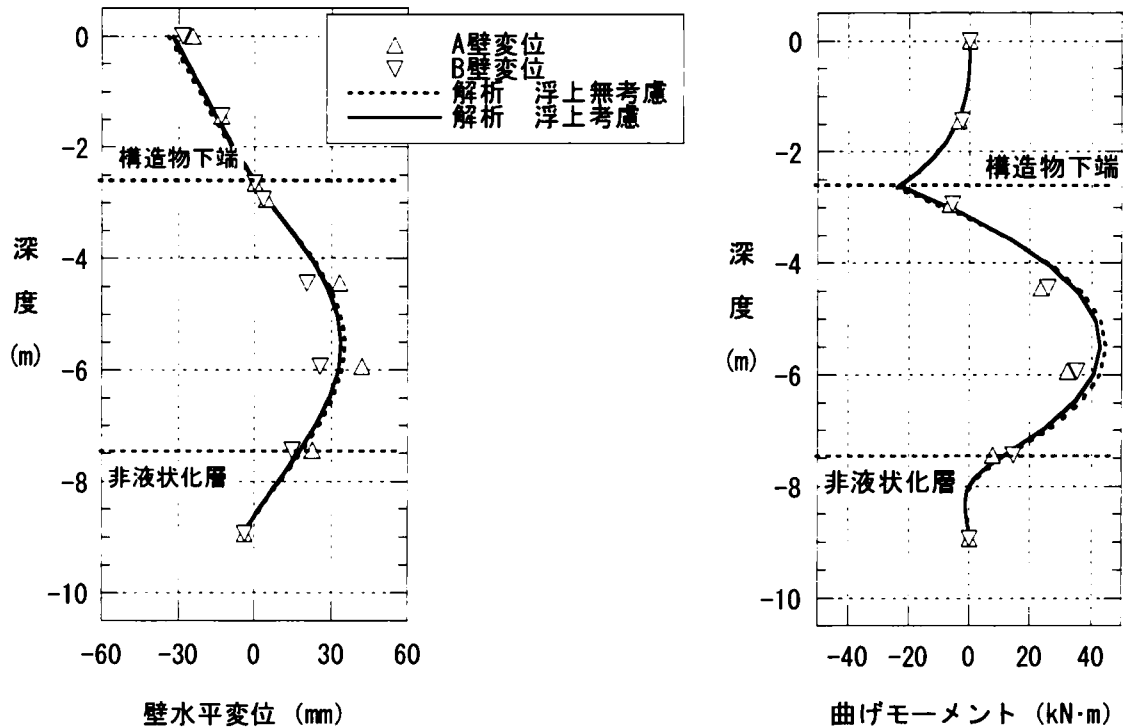


図6.4-15 実験-7における構造物の浮き上がりによる液状化圧変化の影響

図から明らかなように、構造物の浮き上がりによる液状化圧の変化の影響は構造物の浮き上がり変位量が多いケースに顕著に表れ、今まで実測値との対応が悪かった実験-3の曲げモーメントにおいて非液状化層の過剰間隙水圧の上昇と構造物の浮き上がりによる液状化圧の変化を考慮に入れた梁バネ解析結果は実測値と良く対応している。

また、梁バネ解析結果に基づけば実験-2と実験-3で非液状化層のうち1m程度が塑性化（地盤反力が受動土圧を超えている）している。この数字は実験-3では根入れ長さの2/3にあたる値であり、実験条件的にかなり厳しいものであることが明らかになった。

図 6. 4-16 は前述の図 6. 3-1 と同様に構造物の浮き上がり量と遮水壁の変形面積を比較したものであるが、ここでは遮水壁の変形面積として梁バネモデルによる解析値を用いている。ただし、梁バネモデルを用いた解析は次の2項目の考慮を取り入れたものである。

- ①非液状化層の過剰間隙水圧上昇に伴う剛性の低下
- ②構造物の浮き上がりに伴う遮水壁に作用する液状化圧の変化

図から明らかなように梁バネモデルで求めた解析結果は実測の浮き上がり量と良い対応を見せている。これらの解析で用いた諸定数は設定するのが容易なものばかりであり、液状化に伴う遮水壁の変位や断面力は梁バネ解析を用いて予測することは可能であるといえる。

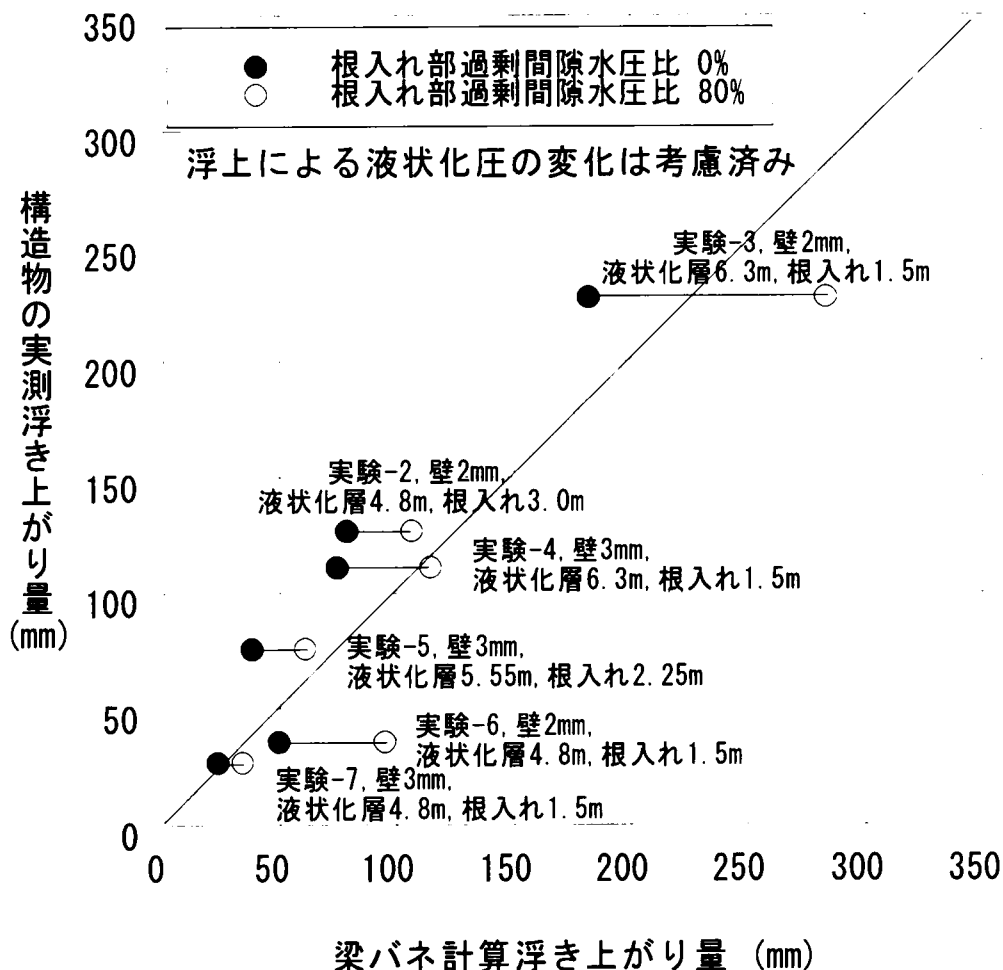


図 6. 4-16 構造物の浮き上がり量と遮水壁変形量解析値の関係

6-5 構造物の浮き上がり量に影響を与えるパラメータの検討

構造物の浮き上がり量に影響を及ぼす要因を評価するために、実験値及び解析結果の比較を行なった。

6-5-1 遮水壁の剛性の影響

図 6.5-1 は構造物の浮き上がり量と遮水壁の曲げ剛性の関係を示したものであり、根入れ部の過剰間隙水圧比 $u=0\%$ と $u=80\%$ の解析値および実験の実測値がプロットされている。(a)は構造物下の液状化層厚 6.3m、遮水壁の根入れ長さ 1.5m の場合で、遮水壁厚さ 2mm の実験-3 と 3mm の実験-4 の実測値がプロットしてあり、(b)は構造物下の液状化層厚 4.8m、遮水壁の根入れ長さ 1.5m の場合で、遮水壁厚さ 2mm の実験-6 と 3mm の実験-7 の実測値がプロットしてある。どちらの条件でも遮水壁厚さのみが異なった場合の実験結果の傾向と解析値は良く対応しており、梁バネモデルによる解析は遮水壁剛性の変化が構造物の浮き上がり量に与える影響を評価できることを示している。

図 6.5-2 は同種の関係を示したものであるが、横軸の値の範囲を更に広くし土留め壁として通常使われる部材の値がカバーできるようにしている。ただし、プロットされているのは $u=0\%$ の場合の解析値である。図には模型遮水壁の実物換算値およびⅢ型～Ⅴ型鋼矢板の剛性が記してあるが、継手効率は 100% 見込んでいる。図から明らかなように、通常の土留め壁を遮水壁として用いた場合の構造物の浮き上がり量は極めて小さく、構造物下の液状化層厚が 6m ある場合でもⅣ型鋼矢板を用いれば構造物の浮き上がり量は 10mm 以下になる。

図 6.5-3 と図 6.5-4 は実験時の遮水壁の変形および曲げモーメント分布を比較したものであり、壁の剛性が増加すると変形量が減少し断面力が増加する傾向が良く現れている。

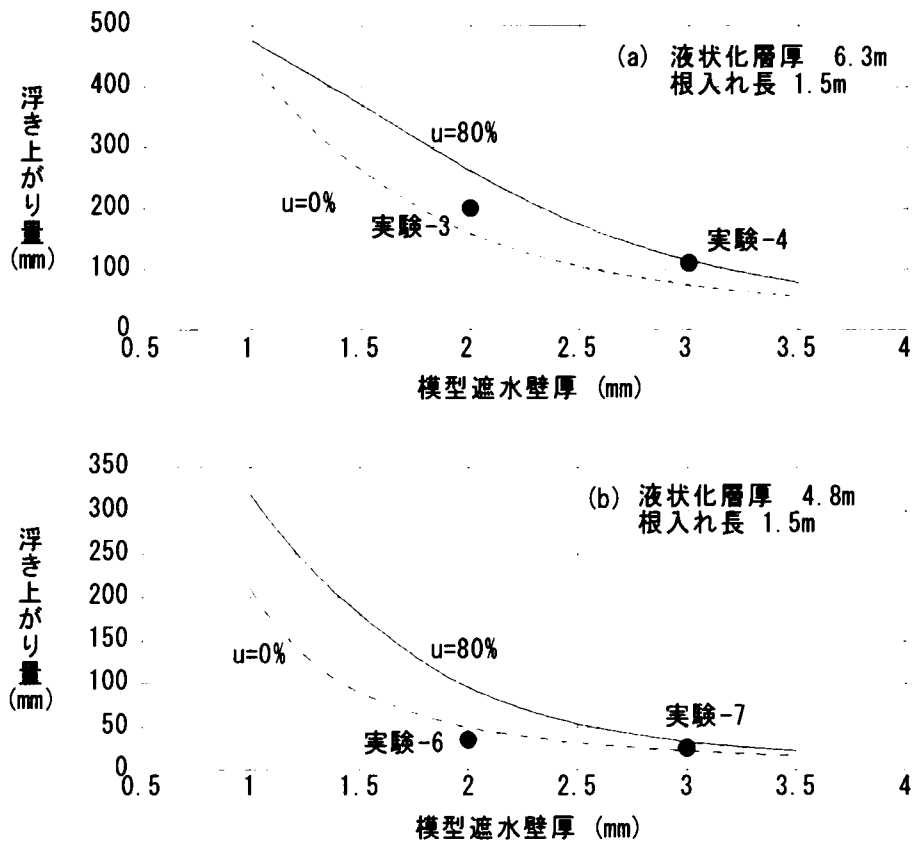


図 6.5-1 構造物の浮き上がり量と遮水壁の厚さの関係の実験値と解析結果の対比

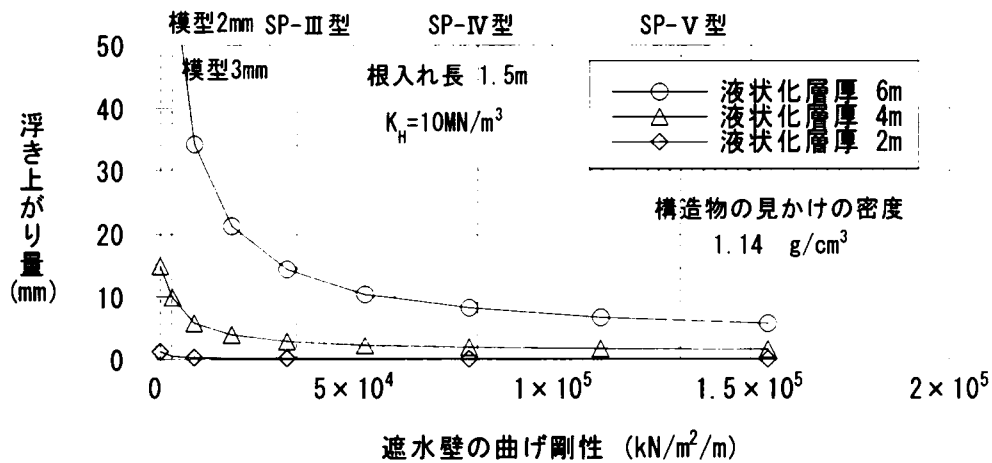


図 6.5-2 構造物の浮き上がり量と遮水壁の曲げ剛性の関係

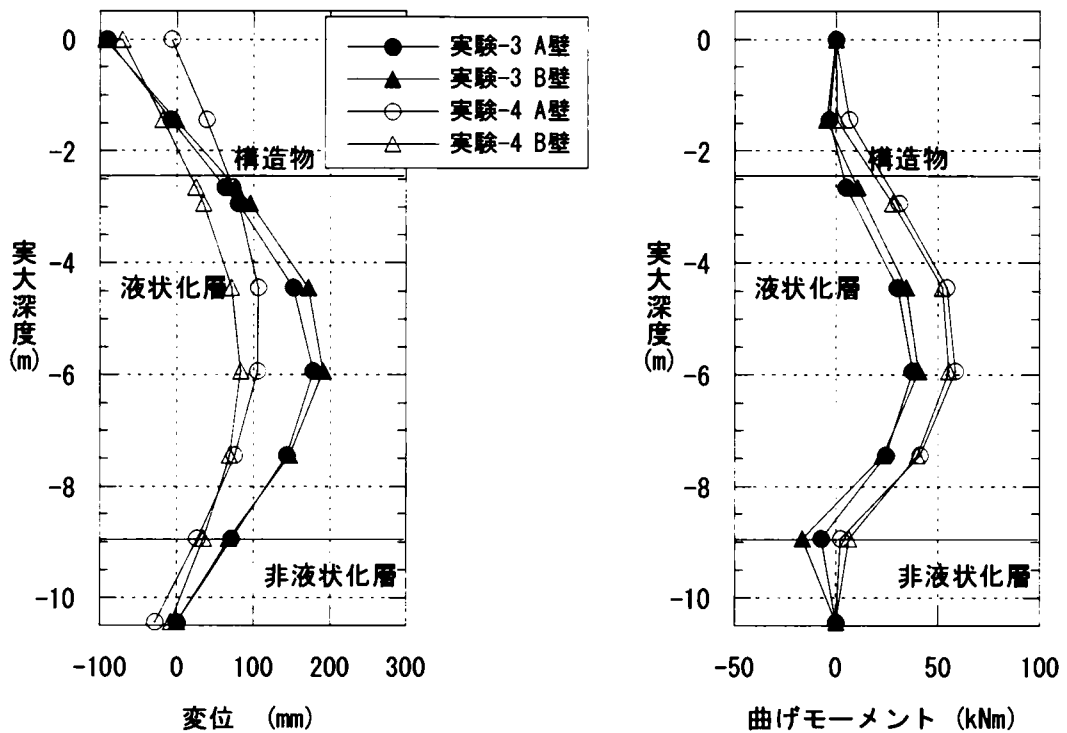


図 6.5-3 遮水壁の変位および曲げモーメントの比較（遮水壁曲げ剛性の相違）

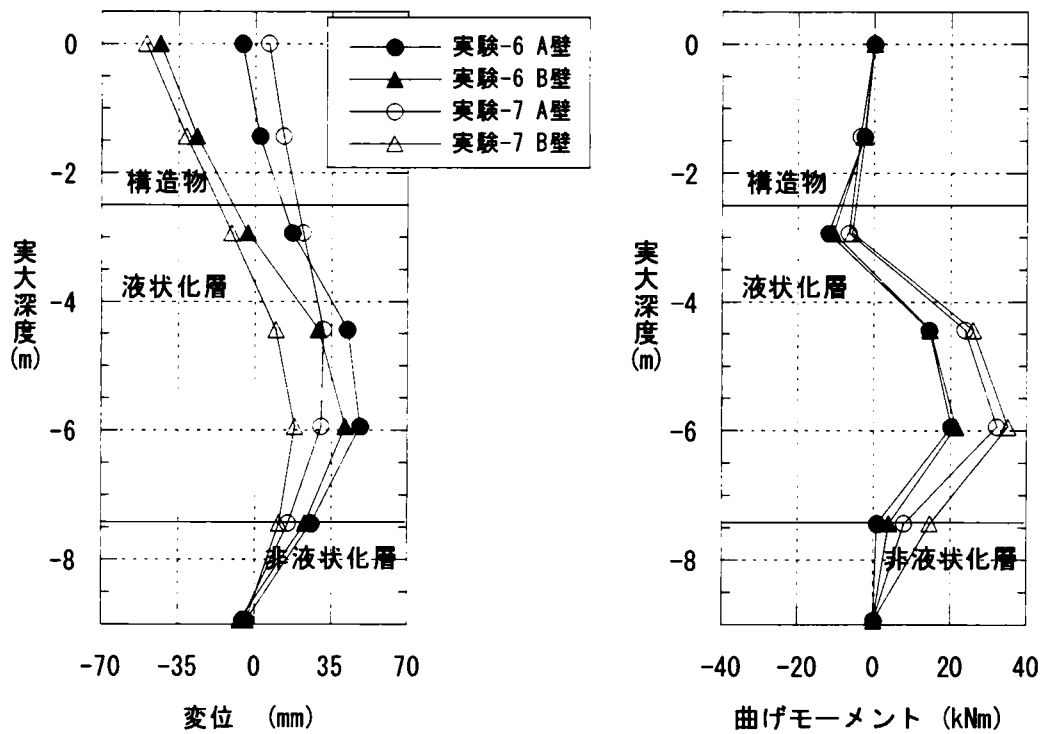


図 6.5-4 遮水壁の変位および曲げモーメントの比較（遮水壁曲げ剛性の相違）

6-5-2 構造物下の液状化層厚の影響

図 6.5-5 は構造物下の液状化層厚と構造物の浮き上がり量の関係を示したものであり、根入れ部の過剰間隙水圧比 $u=0\%$ と $u=80\%$ の解析値および実験の実測値がプロットされている。(a) は遮水壁の根入れ長さ 1.5m、遮水壁の厚さ 2mm の場合であり、液状化層厚 4.8m の実験-6 と液状化層厚 6.3m の実験-3 の実測値がプロットしてある。(b) は遮水壁の根入れ長さ 1.5m、遮水壁の厚さ 3mm の場合であり、液状化層厚 4.8m の実験-7 と液状化層厚 6.3m の実験-4 がプロットしてある。どちらの遮水壁の厚さの場合でも液状化層厚のみが異なる実験結果の傾向と解析値は良く対応しており、梁バネモデルによる解析は構造物下の液状化層厚の変化が構造物の浮き上がり量に与える影響を評価できることを示している。

図 6.5-6 は同種の関係を示したものであるが、土留め壁として通常使われる部材の剛性についても解析を行っている。ただし、プロットされているのは $u=0\%$ の場合の解析値である。図から明らかなように、構造物の浮き上がり量は構造物下の液状化層厚の増加に伴い急激に増加するが、遮水壁として V 型鋼矢板を用いた場合には液状化層厚 7m 程度でも構造物の浮き上がり量は 10mm 程度である。

図 6.5-7 と図 6.5-8 は実験時の遮水壁の変形および曲げモーメント分布を比較したものであり、非液状化層の天端高さを合わせてプロットしてある。図には遮水壁にとって載荷スパンである液状化層厚が変化した場合の傾向が現れている。

図 6.5-9 は同様に構造物下の液状化層厚が変化した場合の構造物の浮き上がり量をプロットしたものであるが、構造物下の液状化層厚と非液状化層厚の合計が一定 (7.8m) になる場合の実験値と解析値である。この場合でも実験値は解析値の示す傾向と良く適合した結果を示している。

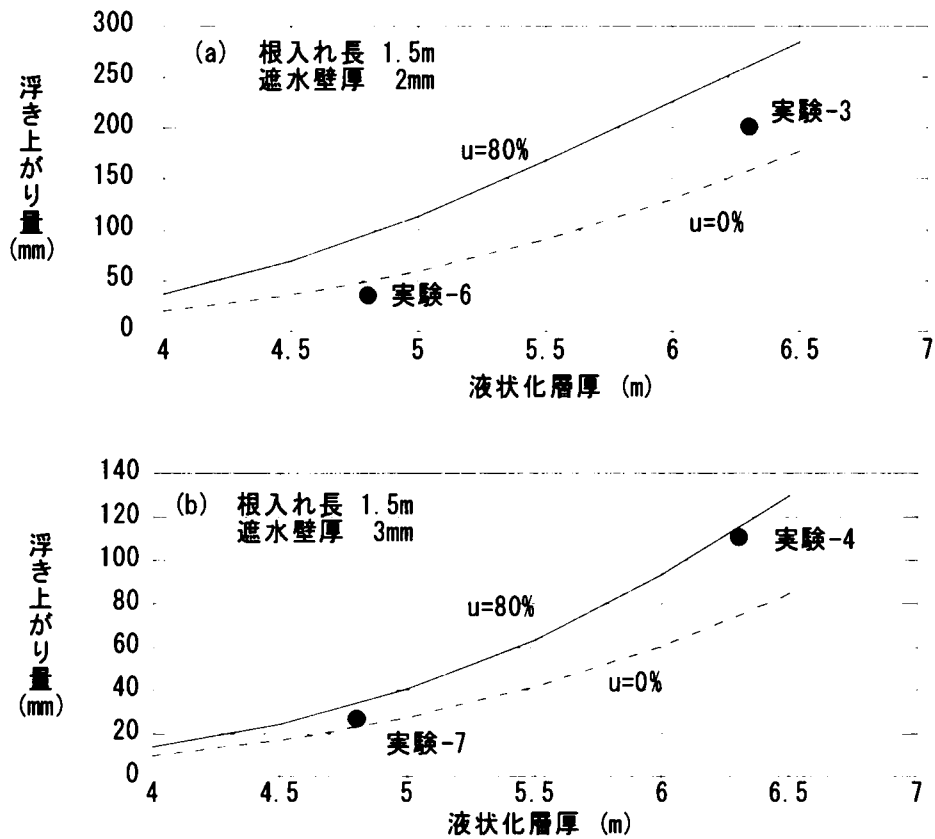


図 6.5-5 構造物の浮き上がり量と液状化層厚の関係の実験値と解析結果の対比

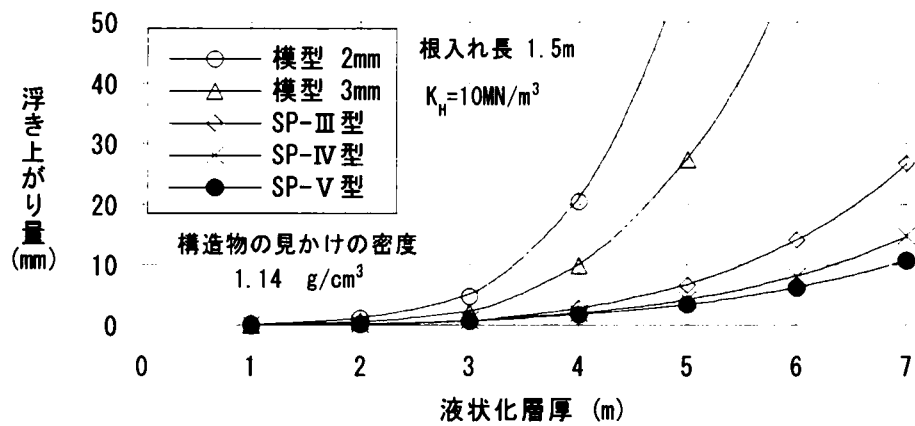


図 6.5-6 構造物の浮き上がり量と構造物下の液状化層厚の関係（根入れ長が一定の場合）

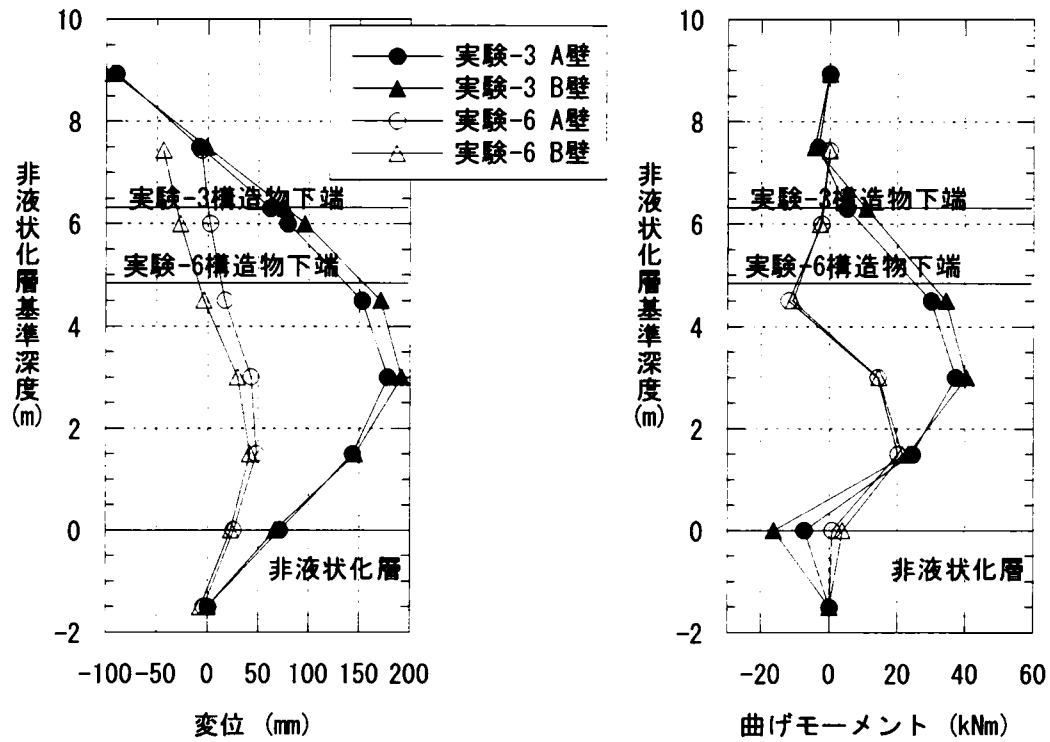


図 6.5-7 液状化層厚が相違した場合の遮水壁の変位及び曲げモーメントの比較
(壁厚 2mm)

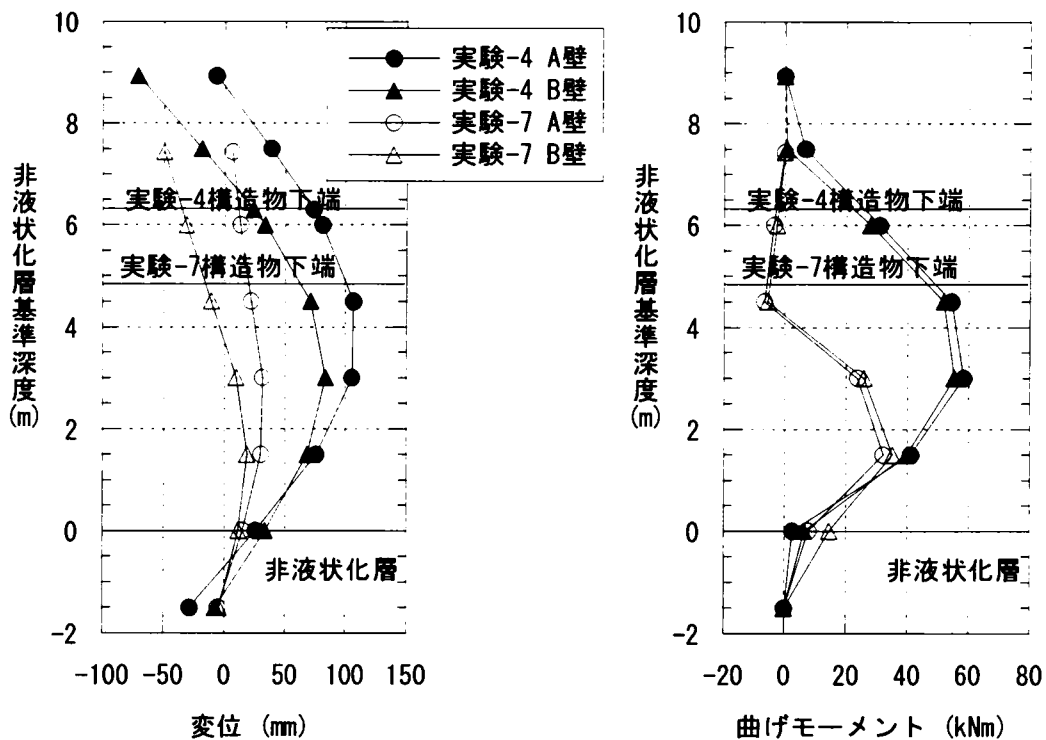


図 6.5-8 液状化層厚が相違した場合の遮水壁の変位及び曲げモーメントの比較
(壁厚 3mm)

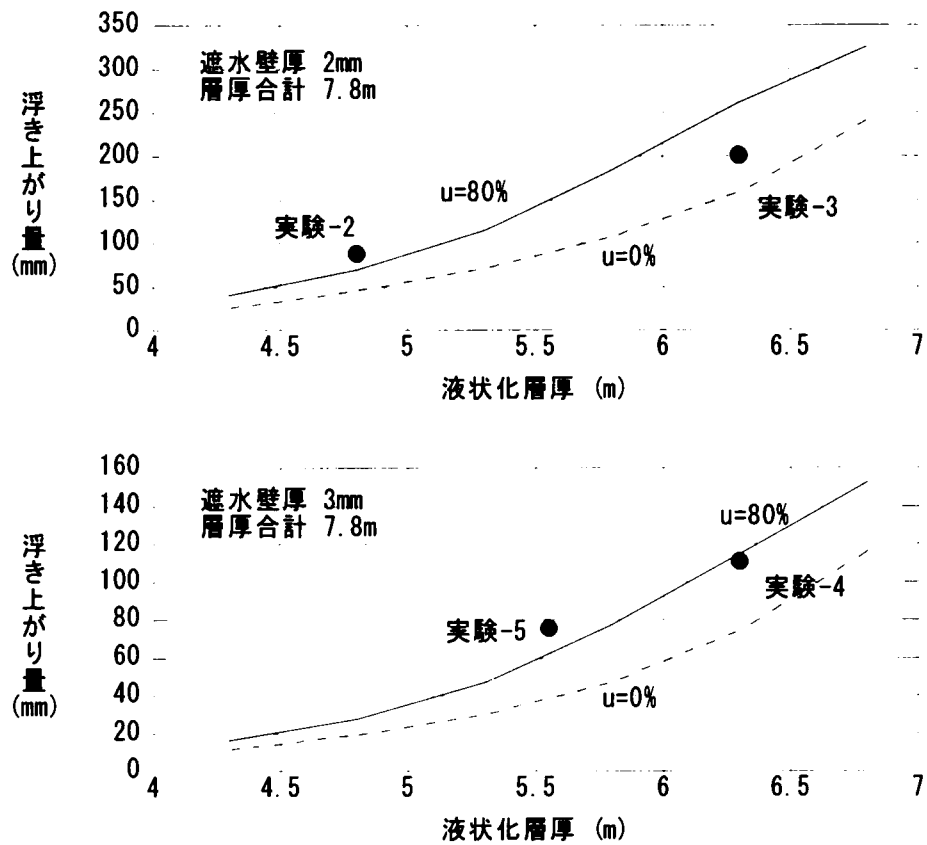


図 6.5-9 構造物の浮き上がり量と液状化層厚の関係（層厚合計が一定の場合）

6-5-3 遮水壁の根入れ長さの影響

図 6.5-10 は構造物の浮き上がり量と遮水壁の根入れ長さの関係を示したものであり、構造物下の液状化層厚 4.8m, 遮水壁厚さ 2mm のものがプロットしてある。根入れ長さの変化に伴う浮き上がり量の変化に比較して実験のバラツキの方が大きく、遮水壁の根入れ長さのみが異なる実験-6 と実験-2 の傾向はあまり明確には現れていない。図 6.5-11 は各種剛性の遮水壁に対して解析を行ったものであるが、根入れ長さがある程度以上になると構造物の浮き上がり量に遮水壁の根入れ長さは影響を及ぼさなくなり、その傾向は遮水壁の剛性が大きいほど顕著であることを示唆している。そこで、図 6.5-5 (b) に示した遮水壁の厚さ 3mm の場合の液状化層厚による浮き上がり量の変化の関係に遮水壁の根入れ長さが異なる実験-5 の値を追加したものを図 6.5-12 に示す。実験-5 は実験-7 および実験-4 と遮水壁の根入れ長さの異なるにも関わらず、液状化層厚の変化にたいしてほぼ同様の傾向を示している。これは、構造物の浮き上がり量に対する遮水壁の根入れ長さの影響が小さいことの妥当性を示唆したものである。

図 6.5-13 は根入れ長さのみが異なる実験の遮水壁の変位および曲げモーメントの深度分布であるが、あまり明確な傾向は見られない。

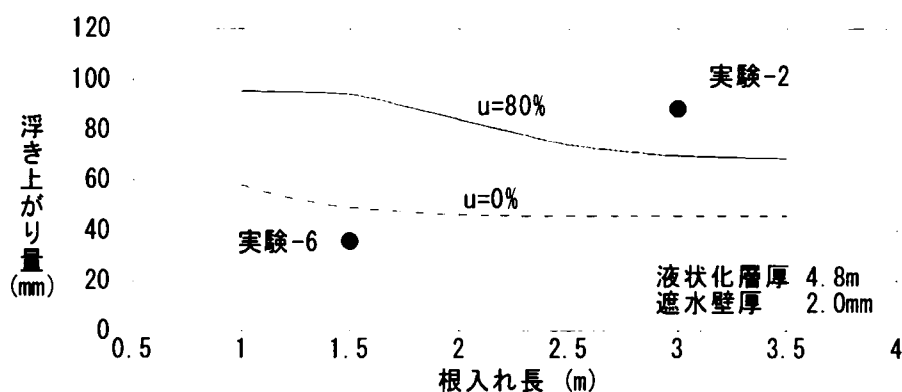


図 6.5-10 構造物の浮き上がり量と遮水壁の根入れ長の関係の実験値と解析結果の対比

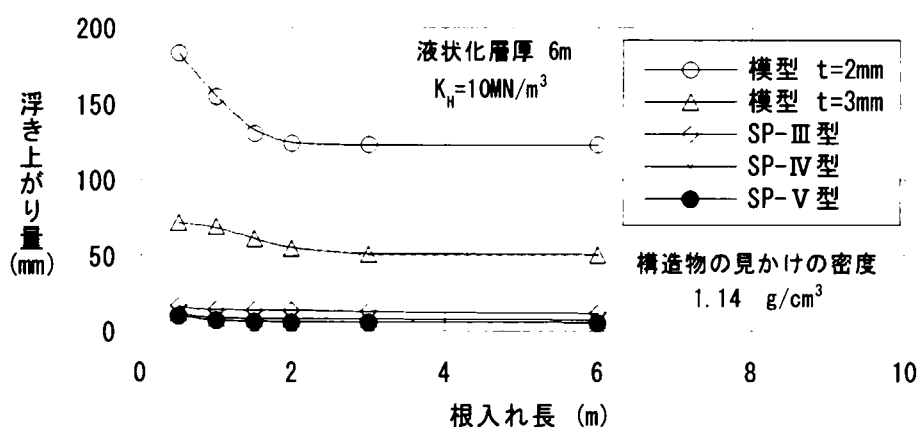


図 6.5-11 構造物の浮き上がり量と遮水壁の根入れ長の関係

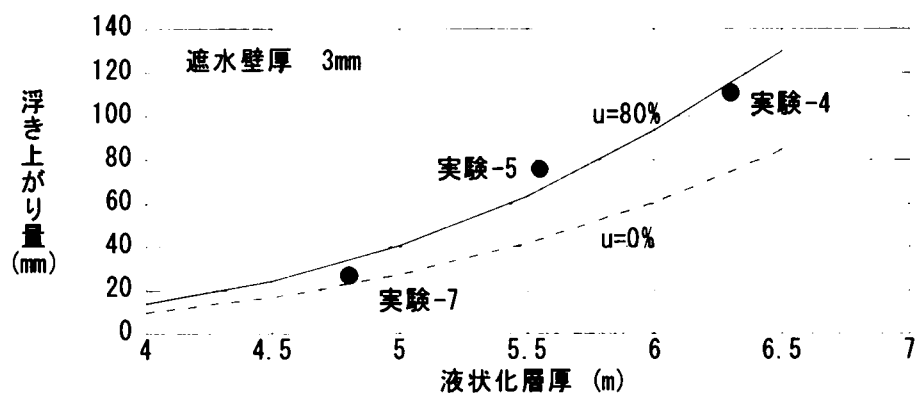


図 6.5-12 構造物の浮き上がり量と液状化層厚の関係（根入れ長が異なる実験も含む）

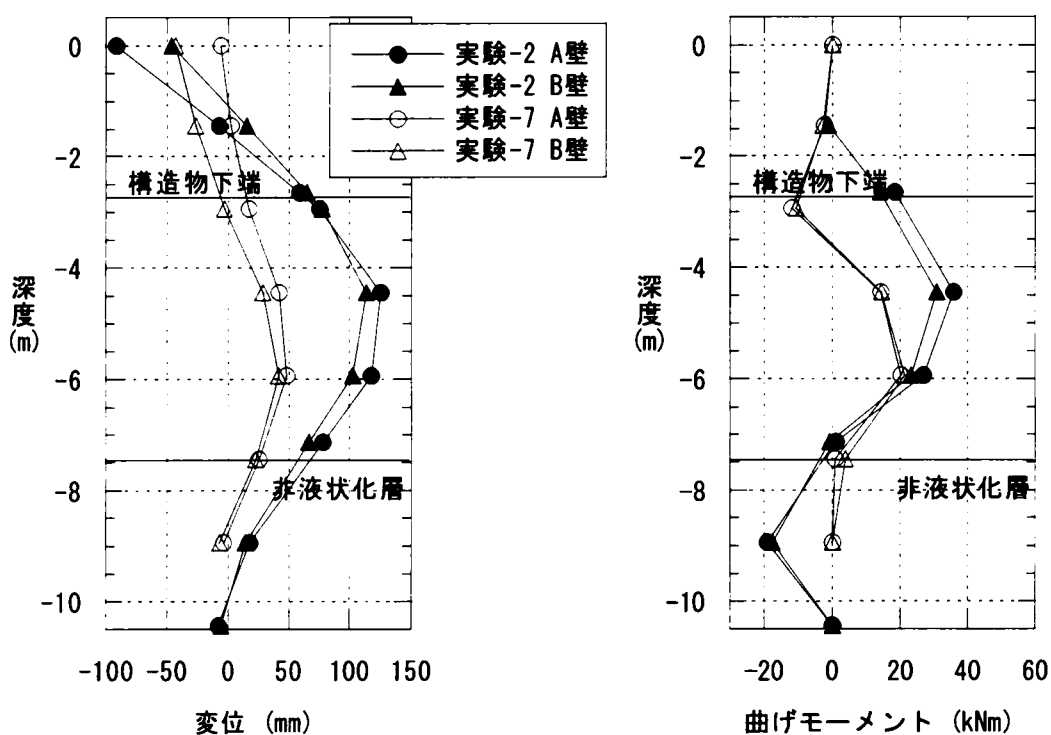


図 6.5-13 根入れ長が相違した場合の遮水壁の変位及び曲げモーメントの比較

6-6 設計手法の提案

液状化時に構造物の浮き上がりを防止するためには、構造物と遮水壁および非液状化層によって構造物下部の液状化対象層が囲い込まれ、体積（面積）の変化し得ない閉鎖空間が形成されることが求められる。遮水壁の要求性能を下記に列挙する。

- ① 地震動によって損傷を受けないこと。
- ② 液状化地盤の圧力によって損傷を受けないこと。
- ③ 構造物の変位が許容値以下になること。
- ④ 液状化終息後の沈下量が許容値以下になること。

遮水壁を用いた液状化対策工法の基本的な設計ステップは、図6.6-1の設計フロー例に示すように、地震主要動に対する設計、液状化圧に対する設計、液状化後の沈下に対する設計の3つのステップからなる。以下に各ステップに沿って内容を述べる。

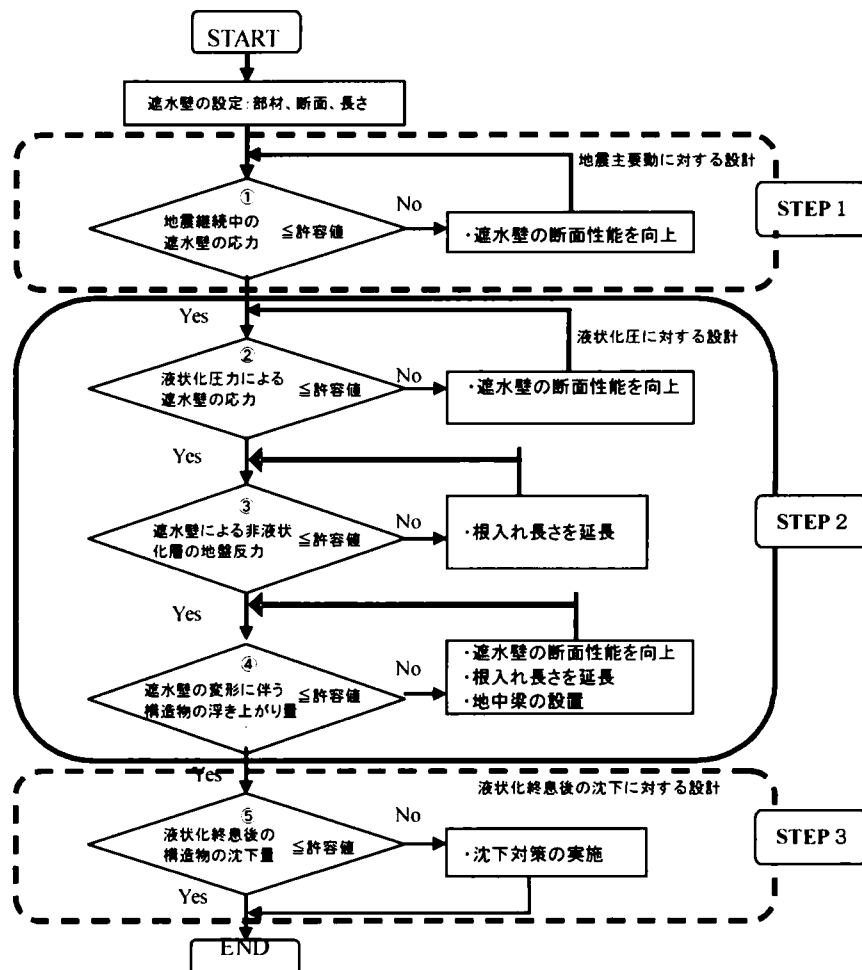


図 6.6-1 遮水壁を用いた液状化対策の設計フロー

6-6-1 地震主要動に対する設計 (STEP1)

STEP1 は、地震主要動中の遮水壁の健全性を保証するものであり、一般的には構造物の2次元動的FEM有効応力解析により確認する必要がある。遮水壁を考慮した応答変位法により算出した遮水壁の断面力が、2次元動的FEM有効応力解析により算出した断面力よりも小さい場合があり、各断面において、応答変位法により遮水壁の概略仕様を決定し、2次元動的FEM有効応力解析で安全性を確認しなければならない。ただし、各断面において2次元動的FEM有効応力解析を行うことは設計が非常に煩雑となることから、2次元動的FEM有効応力解析は、対象とする地盤構成を考慮し、代表断面で行うことを基本とする。

本工法では液状化に伴う地盤の回り込みに遮水壁が対応するため、地盤の液状化以前の問題である地震動に対しても健全性が保たれねばならない。この段階では遮水壁が破壊しない範囲で、遮水壁に許容する応力として降伏応力など通常の許容応力度以上のものも設定しうる。ただし、遮水壁の応力が塑性範囲に入る状態では、後の液状化圧による検討においてその箇所をヒンジとして取り扱う等の配慮が必要となる。また、今回は有効応力解析を用いて検討を行ったが、より簡易な方法の適用も可能と考えられる。ただし、5章の実構造物に対する解析でも、液状化時点だけでなく地震動が大きい時点においても遮水壁に大きな応力が生じており、地盤の液状化を考慮できる検討方法を用いる必要がある。

6-6-2 液状化圧に対する設計 (STEP2)

液状化圧に対する設計は梁バネモデルを対象構造系とする。液状化時に遮水壁に作用する荷重は、図6.6-2に示すように、遮水壁内側と外側の液状化圧の差である等分布荷重とする。この場合、地中構造物側面の遮水壁に液状化圧が作用する可能性があるが、その大きさについて明らかでないこと、考慮しない方が構造物の浮き上がり量・遮水壁の応力ともに大きくなると考えることなどの理由により地中構造物側面の遮水壁には液状化圧が作用しないものとする。

- ・ 液状化圧が作用した時点での遮水壁の応力および変形は梁として解く。
- ・ 非液状化層は限界反力を設定した弾性支承として取り扱う。
- ・ 非液状化層が砂質土の場合は過剰間隙水圧上昇による剛性の低下を考慮する。
- ・ 構造物の浮き上がり変位量を大きく設定する場合は遮水壁に作用する液状化圧の浮き上がりによる載荷スパンの変化を考慮する。
- ・ 非液状化地盤の塑性領域は液状化した土の回り込みが懸念されない範囲に収める。

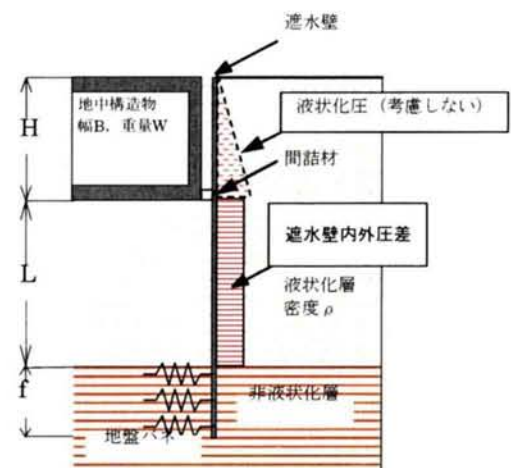


図 6.6-2 遮水壁に作用する液状化圧

今回は梁バネモデルを用いた解析で液状化圧が作用した場合の遮水壁の検討を行ったが、また、壁変形解析において取り入れるべき項目は解析方法の複雑化にもつながる。例えば、非液状化地盤に塑性域を生じさせない条件下ではより簡便な方法で検討ができる可能性がある。ただし、非液状化層の塑性化や過剰間隙水圧の上昇による剛性低下などを考慮する必要がある場合には今回と同様な梁バ

ネモデルによる解析を行う必要があるが、それぞれの考慮すべき項目については適用すべき条件の明確化が必要となる。非液状化層の塑性化については遮水壁が安定している限りにおいては解析上の問題はないが、非液状化層の破壊に伴う壁外側からの液状化土の回り込み等も考えられ、塑性化を許容する長さについても検討が必要である。

構造物の許容浮き上がり量については、地震直後の構造物の果たすべき役割によって決める必要があるが、液状化層厚などが通常の場合には浮き上がり量は数ミリメートルである場合が多いと想定され、特殊な場合を除いて、緊急車両通行の確保、一般車両の早期供用も可能と考えられる。

6-6-3 液状化終息後の沈下に対する設計（STEP3）

STEP3で求める液状化終息後の過剰間隙水圧消散後の地盤沈下は、液状化層厚やせん断応力履歴により変化し、多くの方法が提案されている。道路方向には液状化層厚やせん断応力履歴は連続的なものとなり、地盤沈下についても連続的になり、不等沈下の影響は少ないと考えられる。また、5章の沈下量の計算結果においても、遮水壁内部と道路側方地盤・遠方地盤との沈下量に差が出るものの、問題となるような大きな沈下量は算出されていない。したがって、隣り合う地下構造物で沈下量が大幅に異なると考えられる場合や、遮水壁内部と側方地盤との沈下量差が問題となるような場合は必要に応じて検討する必要がある。

ところで、本設計法を適用できる地盤は起伏のない平坦な地盤であり、通常、傾斜地盤では適用できないものとする。この場合、遮水壁側部の地盤構成は、液状化層と非液状化層の2層を基本とするが、液状化層と非液状化層が互層となっているような地盤では、液状化層以浅を液状化層と仮定する等、別途検討する必要がある。

本工法に用いる遮水壁は鋼矢板を基本とするが、その他の土留壁でも上記性能が満足できれば適用が可能である。たとえば鋼管矢板やSMWの場合は、地震時および液状化時の変形による鋼管矢板継ぎ手管内のモルタルの圧壊、SMWの芯材とソイルセメントの剥離・圧壊、剛性が高いことによる大きな応力の発生、ソイルセメントの材料のばらつきなどについて十分な検討が必要となる。なお、鋼矢板を用いる場合は、周辺の腐食環境により、適宜腐食代を考慮するなどの対応が必要である。また、構造物と遮水壁の隙間に埋める間詰材については、剛性が比較的小さく、液状化しない材料（低強度のセメント改良土等）が要求される性能となる。

6-7 設計手法の適用性の検討

6-7-1 液状化検討対象箇所の諸元

本液状化対策工法の適用性を検討するために、モデルケースを設定して解析を行うことにした。図 6.7-1 は、モデルケースの設定のために阪神高速道路淀川左岸線および神戸山手線での諸元を分析したものである。構造物の幅は両線とも 20～25m が多く、構造物下の液状化層厚は淀川左岸線で最大 12m、神戸山手線で最大 6m である。遮水壁根入れ層（非液状化層）は、淀川左岸線では Ac1 層であるが神戸山手線では Ac2 層と Ag2 層の二通りに分かれた。

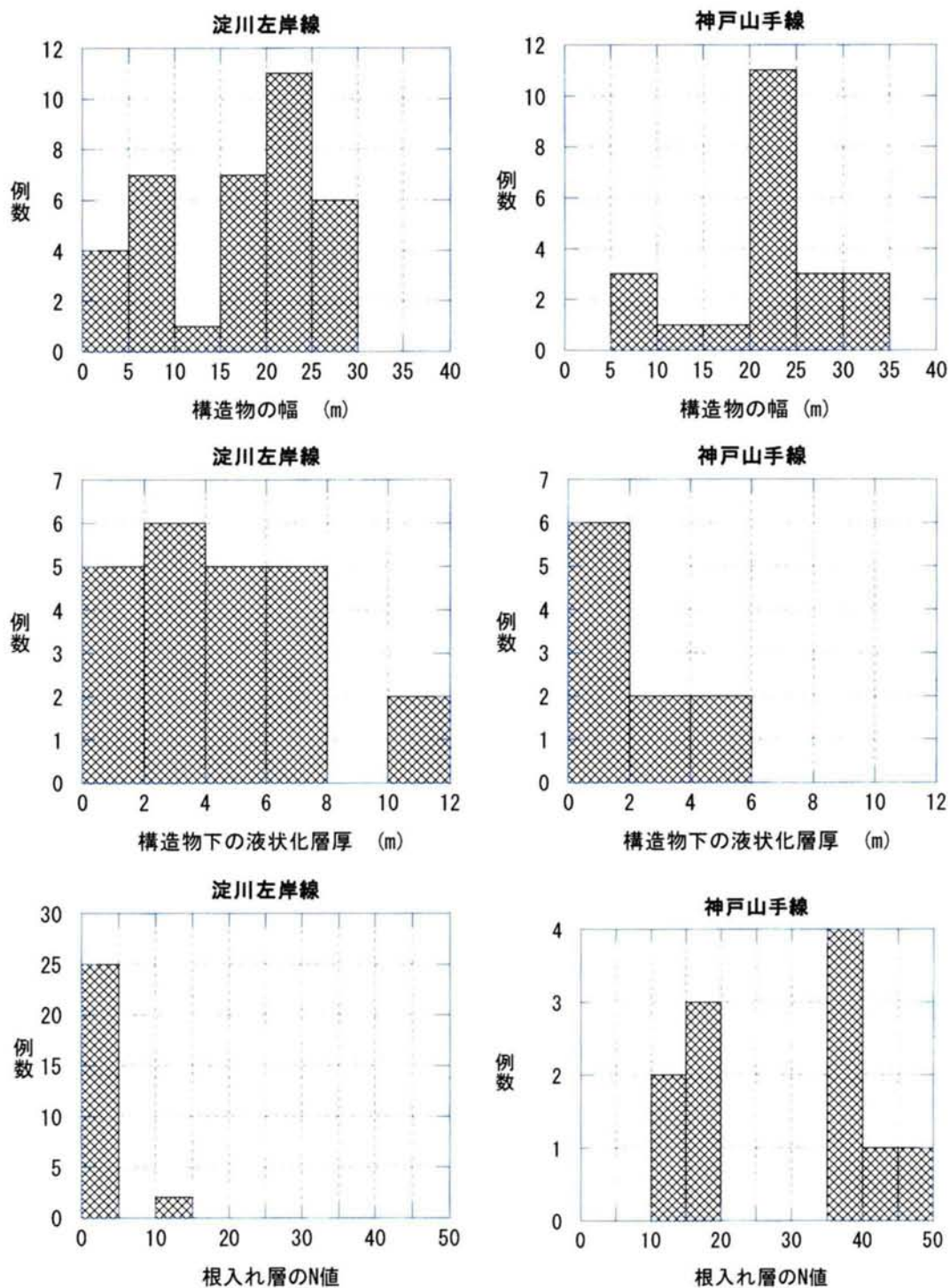


図 6.7-1 今後想定される地中構造物の諸元

6-7-2 モデルケースでの試算

前節の道路構造物諸元を基に、以下の2ケースを試算モデルケースとして設定した。

- ① 淀川左岸線モデルケース；道路幅 20m，見かけの密度 1.1，根入れ層（粘性土）の $k_{ij}=5.5\text{MN/m}^3$
- ② 神戸山手線モデルケース；道路幅 20m，見かけの密度 1.1，根入れ層（砂質土）の $k_{ij}=26\text{MN/m}^3$

図 6.7-2 に試算モデル図を示す。淀川左岸線は遮水壁を支持する非液状化層と想定される地層は Ac1 層のみであるので、根入れ層の地盤反力係数としては Ac1 層の値を用いた。神戸山手線は非液状化層として Ac2 層と Ag2 層が想定されたが、ここでは Ag2 層を想定し地盤反力係数の値を定めた。また、両ケースとも根入れ層の過剰間隙水圧上昇による剛性の低下は見込まなかった。これは、淀川左岸線では粘性土であるため見込む必要がなく、神戸山手線では Ag2 層の N 値がかなり高く、地震時に過剰間隙水圧が上昇する可能性が低いと考えたためである。

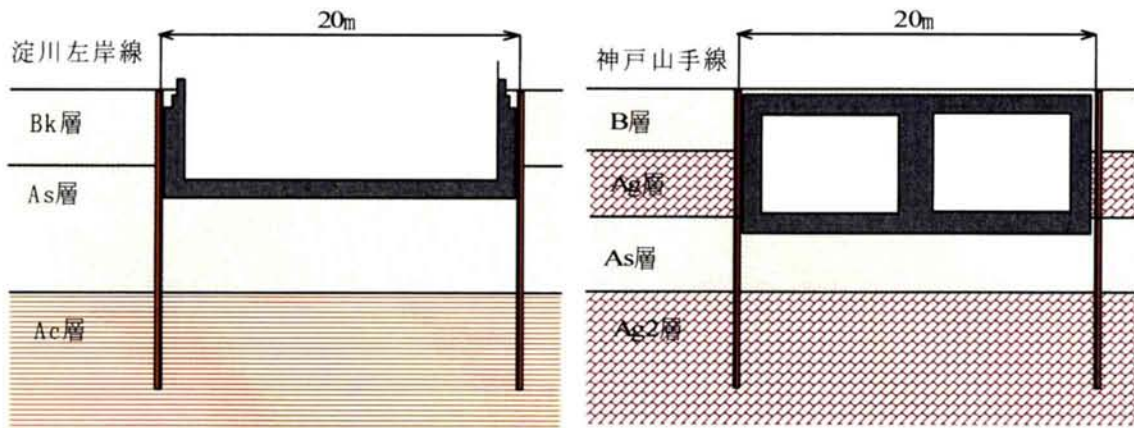


図 6.7-2 試算モデルの概略図

図 6.7-3 に遮水壁の剛性と構造物の浮き上がり量の関係を示し、図 6.7-4 には遮水壁の剛性と断面力の関係を示す。今回のモデルケースでは、構造物下の液状化層厚が厚く根入れ部のせん断剛性の小さい淀川左岸線の場合でもⅢ型鋼矢板を用いれば構造物の浮き上がり量はたかだか 30mm 程度であり、液状化層が薄く根入れ部のせん断剛性の大きい神戸山手線の場合は 5mm 程度であることがわかる。

また、部材の耐力については断面形状を限定できないため部材力である曲げモーメントで示した。これを応力で考えた場合、例えば部材断面を鋼矢板Ⅲ型とした場合に、材質が SY295 だとすれば、長期許容応力 176N/mm^2 に対応する曲げモーメントは 236kNm/m になり、短期許容応力 265N/mm^2 に対応する曲げモーメントは 355kNm/m になる。それに対して液状化層厚 8m の場合でも遮水壁に発生する曲げモーメントは 200 kNm/m であり、十分に許容できる範囲である。

図 6.7-5 は構造物下の液状化層厚と構造物の浮き上がり量の関係を示したものであり、図 6.7-6 は遮水壁の最大応力と液状化層厚の関係を示したものである。浮き上がり量の最大値については前に述べたとおりであるが、液状化層厚が薄くなると構造物の浮き上がり量が急激に減少する傾向が現れている。本工法では基本的に遮水壁を等分布荷重の作用した梁として取り扱っており、たわみ面積は荷重スパンの 5 次に影響され、曲げモーメントは 2 次に影響される。従って、荷重スパンである構造物下の液状化層厚の影響は顕著になる。ただし、図に示した範囲では遮水壁の応力は最大 140N/mm^2 程度であり、上記の長期許容応力 176N/mm^2 を下回っている。

図 6.7-7 は遮水壁の根入れ長さと構造物の浮き上がり量を示したものであり、図 6.7-8 は遮水壁の応

力を示したものである。前節での検討と同様に淀川左岸線および神戸山手線のモデルケースでの検討でも構造物の浮き上がり量や遮水壁の最大応力に及ぼす遮水壁の根入れ長さの影響は小さかった。ただし淀川左岸線モデルケース、液状化層厚 8m の条件下では遮水壁として V 型鋼矢板を用いた場合には根入れ長さが 1.1m 以下では根入れ部の地盤が全面塑性化し遮水壁のバランスが取れなかった。今回解析を行なったそれ以外の場合では根入れ長さ 1m でも地盤に弾性域が残り、遮水壁のバランスを取ることができた。

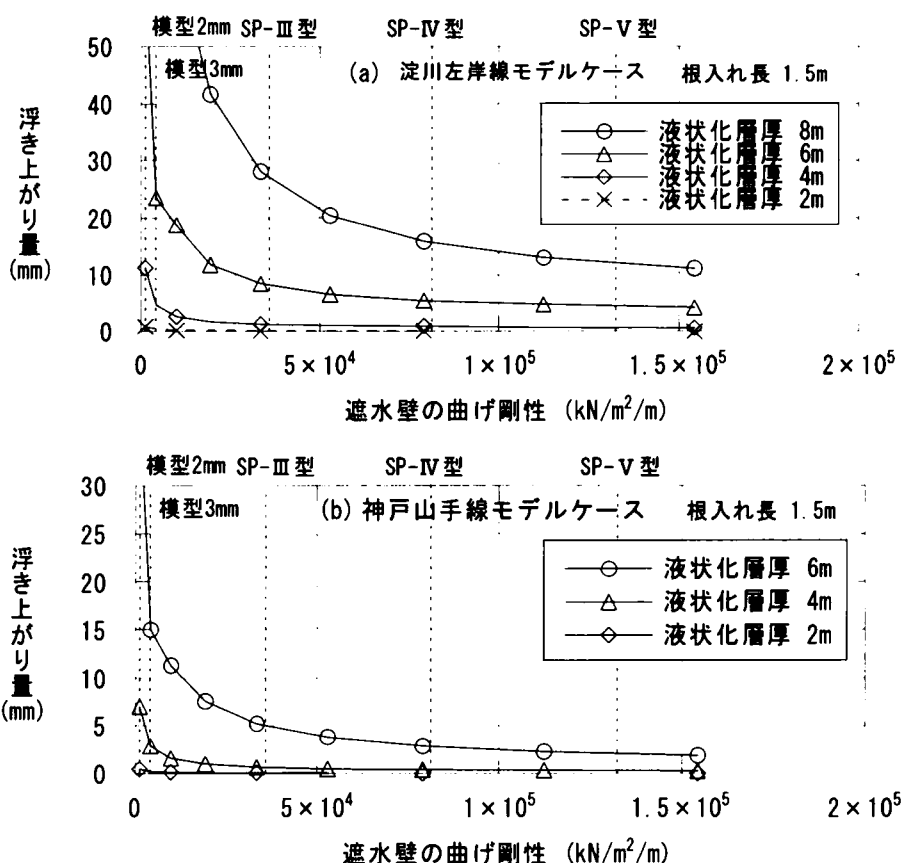


図 6.7-3 試算モデルケースでの浮き上がり量と遮水壁曲げ曲げ剛性の関係

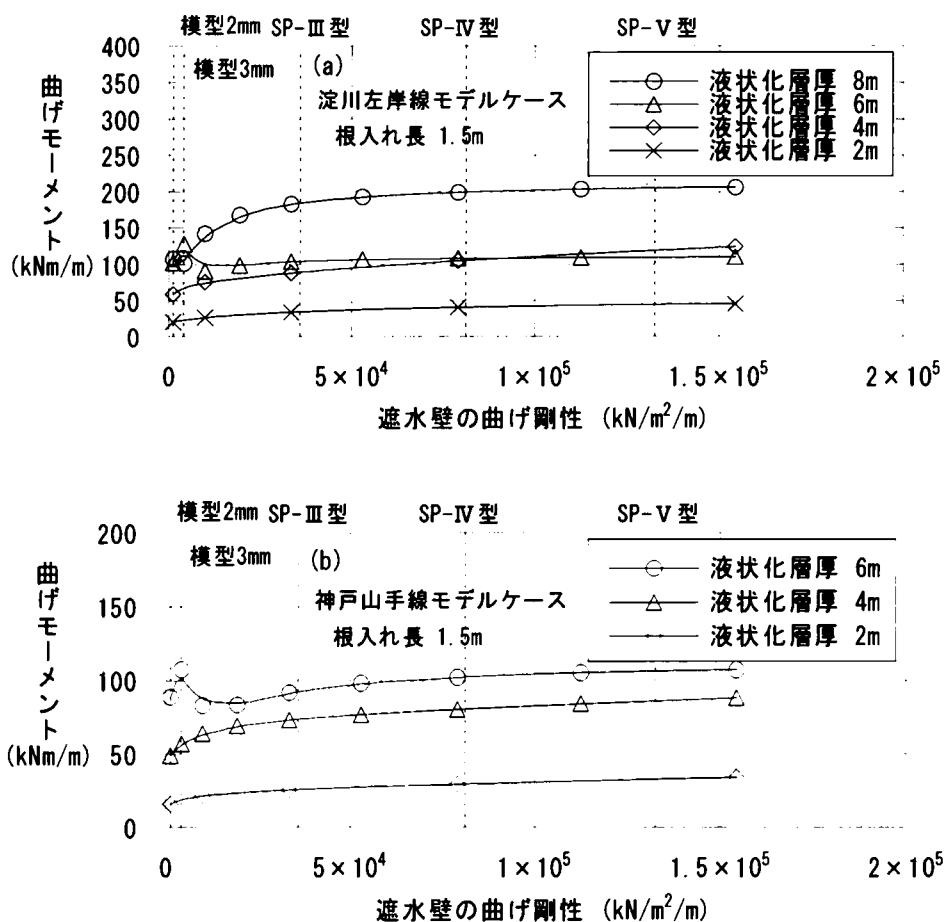


図 6.7-4 試算モデルケースでの遮水壁曲げモーメントと曲げ剛性の関係

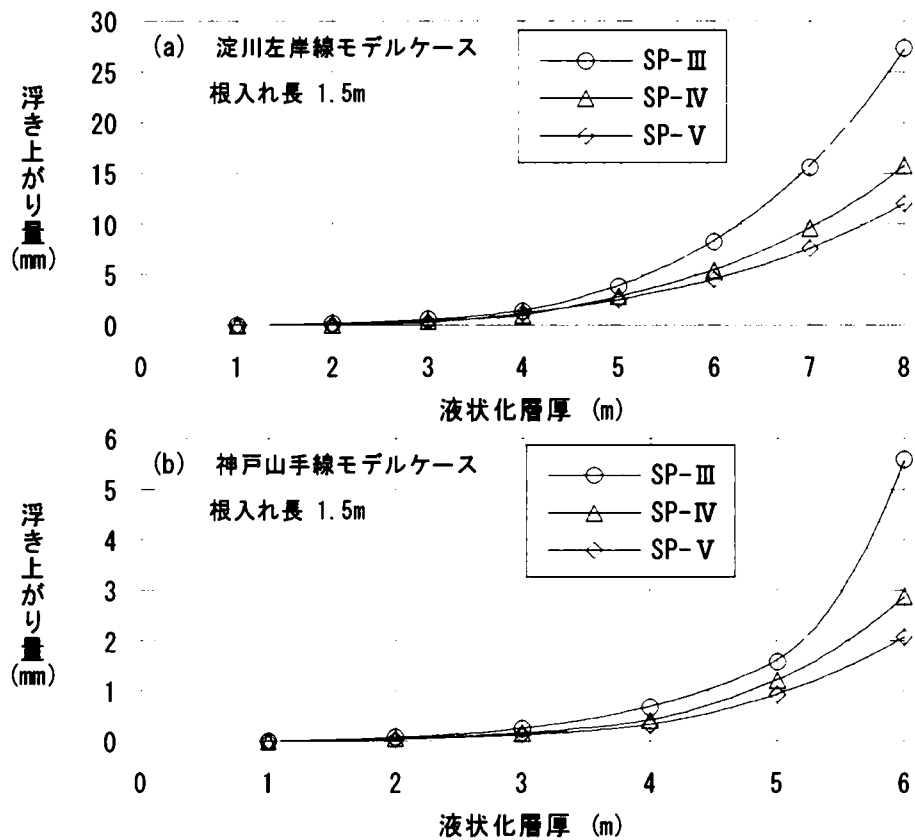


図 6.7-5 試算モデルケースでの浮き上がり量と構造物下の液状化層厚の関係

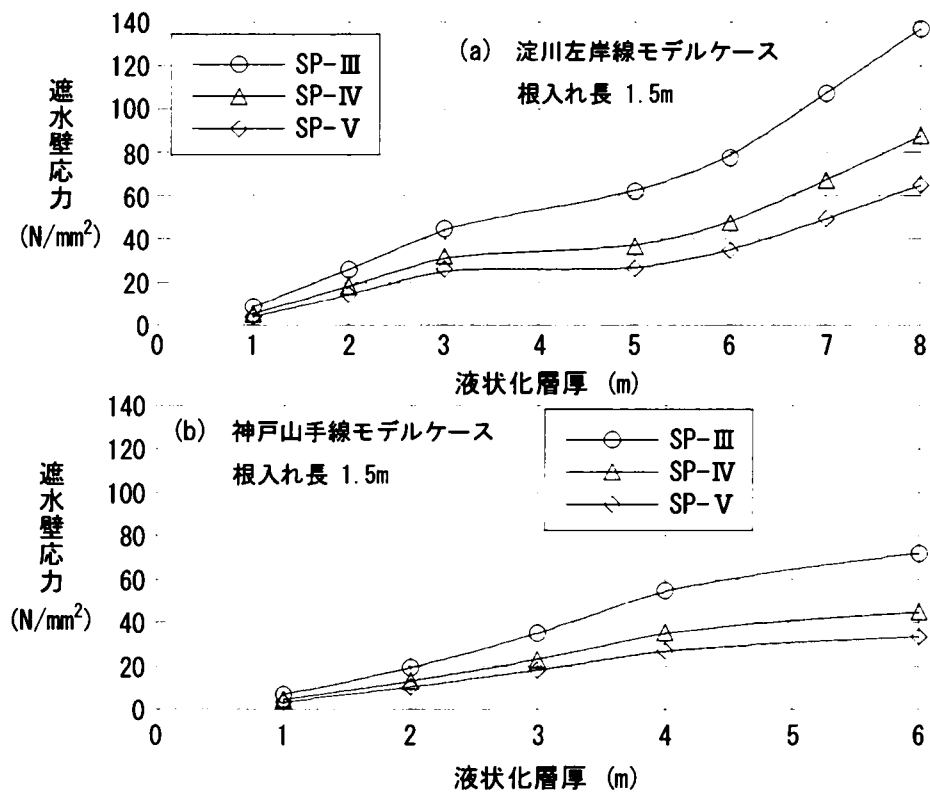


図 6.7-6 試算モデルケースでの遮水壁応力と構造物下の液状化層厚の関係

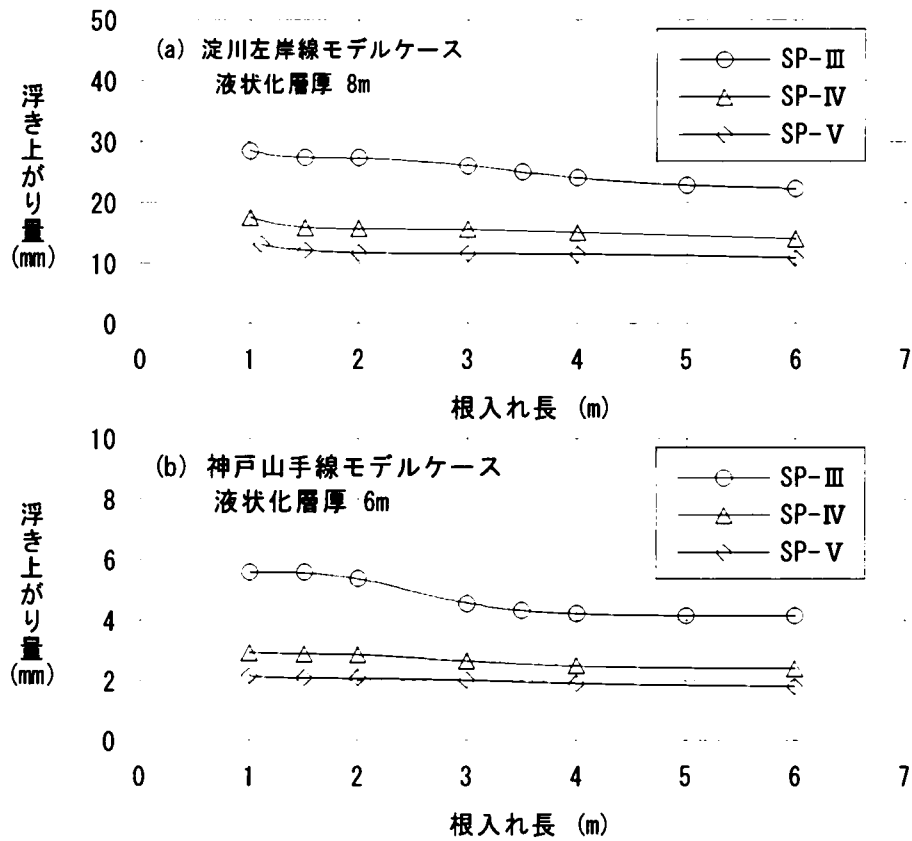


図 6.7-7 試算モデルケースでの浮き上がり量と遮水壁根入れ長さの関係

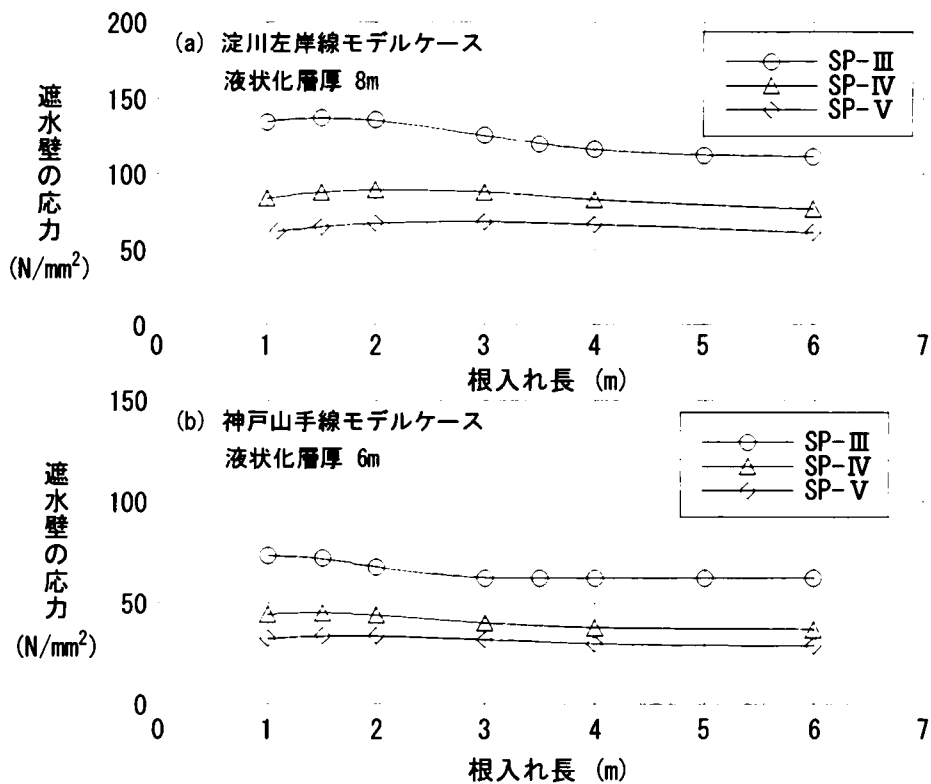


図 6.7-8 試算モデルケースでの遮水壁応力と根入れ長さの関係

6-8 地下水位変動リスクによる液状化時安定性の照査

6-8-1 検討手法の概要

都市部に建設される地中構造物の多くは、河川の堆積物による粘性土と帯水砂層の互層から成る地層に位置している。このため、図 6.8-1 に示すような地下水環境問題に直面することが多い^{1), 2)}。例えば、都市部の拡大過程においては、地下水の揚水による地盤沈下が問題となる^{例えば、3)}。これに対して、

日本のように成熟期を迎えた先進国の都市部においては、地下水の取水制限に伴う地下水位の回復上昇による液状化危険度の上昇が、近年都市防災上緊急かつ重要な課題としてクローズアップされている。このような地下水位の上昇をリスクとして取り扱い、人為的に地下水を制御することによる経済的評価を試みた研究も行われている⁴⁾。ここでは、「遮水壁を用いた液状化対策工法」が将来の地下水位上昇という不確実な自然リスクを受けた場合に、構造物として液状化時の安全性を確保できるのかという観点から検討を行った。すなわち、将来想定される地下水位の変動をリスクとして捉え、図 6.8-2 に示す U 型擁壁を対象に、液状化時の地中構造物の浮き上がり量に着目した安定性の照査を行う。なお、この研究で取り扱うリスクは、従来の工学分野の定義ではなく、金融工学分野の定義に基づくものである。一般に金融工学分野では、期待値周りのはずれ量をリスクと定義した上で、標準偏差あるいは VaR（バリューアットリスク）が具体的なリスクの指標として用いられることが多い。本研究では、算定される確率分布に対して信頼性水準値に基づきリスクを定義するものとするが、この取組みは、本質的には、金融工学分野での VaR をリスク指標とする取組みと本質的に等価である。このリスク評価検討のフローを図 6.8-3 に示す。

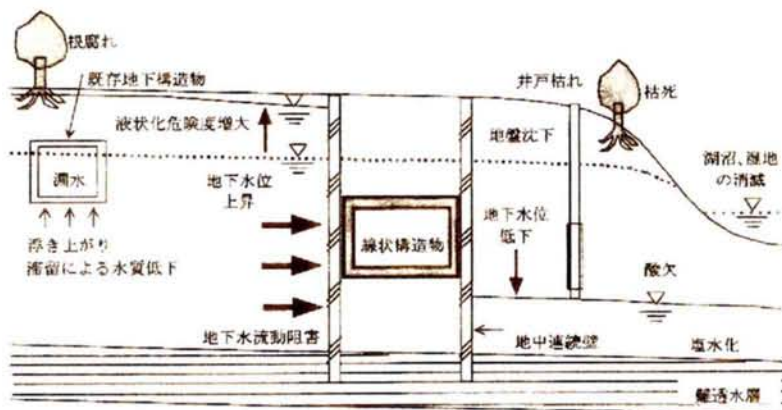


図 6.8-1 地中構造物に関する地下水環境問題¹⁾

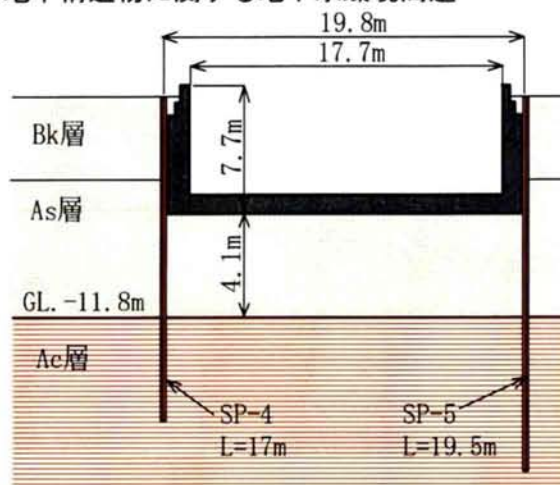


図 6.8-2 リスク評価の対象モデル

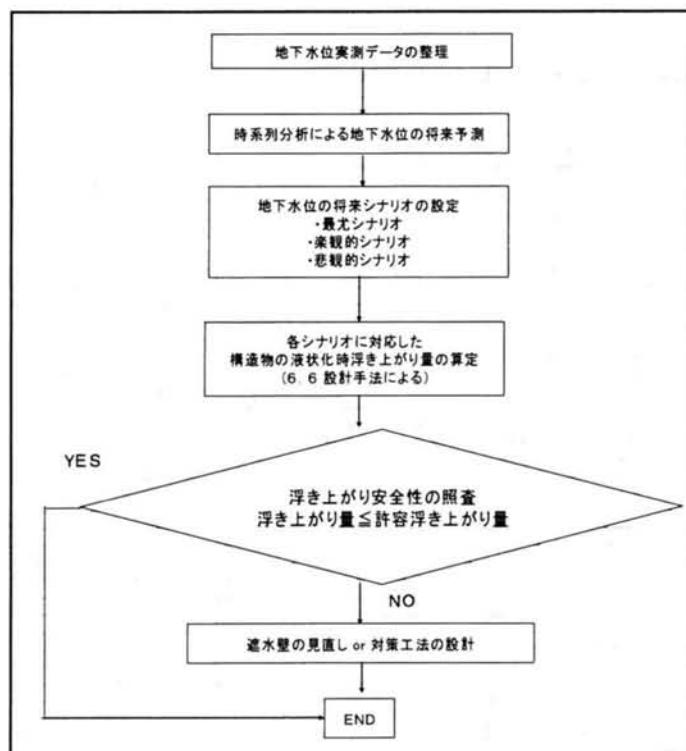


図 6.8-3 リスク評価のフロー

6-8-2 地下水位の変動予測

構造物の安定性に対する不確実性要因のひとつとして、地下水位変動を想定し、地下水位の予測値(期待値)とばらつき(偏差)の予測を行った。ここでは、6-8-1の検討手法の概要に述べたように、地下水位の期待値からのはずれ量をリスクとして定義する。過去の地下水位計測の時系列データに対して、時系列解析(ARIMAモデル)を適用することにより、約50年後までの地下水位を予測するとともに、そのばらつき(偏差)を求めた。過去の地下水位計測の時系列データは、対象構造物のある大阪市福島区大開近くの「野田」と「高見小学校」の計測データを基に算出している。ARIMAモデル(Auto Regressive Integrated Moving Average)は、AR(自己回帰)モデルとMA(移動平均)モデルに階差を組み合わせた自己回帰和分移動平均モデルで、一般に変動の激しい時系列データの解析に有効とされている(例えば、5)。

1) AR(p)モデル(Auto-Regressive Model)

時点 t における時系列データ Y_t が、時点 $t-1$ から時点 $t-p$ までの過去の影響を受けていると想定するモデルで、 Y_t が次式で表される。

$$Y_t = a + b_1 Y_{t-1} + b_2 Y_{t-2} + \cdots + b_p Y_{t-p} + u_t$$

(t は時期, $b_1 \cdots b_p$ はパラメータ, u は攪乱項(ホワイトノイズ))

2) MA(q)モデル(Moving-Average Model)

時点 t における時系列データ Y_t が、時点 $t-1$ から時点 $t-p$ までの過去の攪乱項(ホワイトノイズ)の影響を受けていると想定するモデルで、 Y_t が次式で表される。

$$Y_t = \mu + u + b_1 u_{t-1} + b_2 u_{t-2} + \cdots + b_q u_{t-q}$$

(t は時期, $b_1 \cdots b_p$ はパラメータ, u は攪乱項(ホワイトノイズ))

3) 階差 d

$$\Delta(Y_t) = Y_t - Y_{t-1}$$

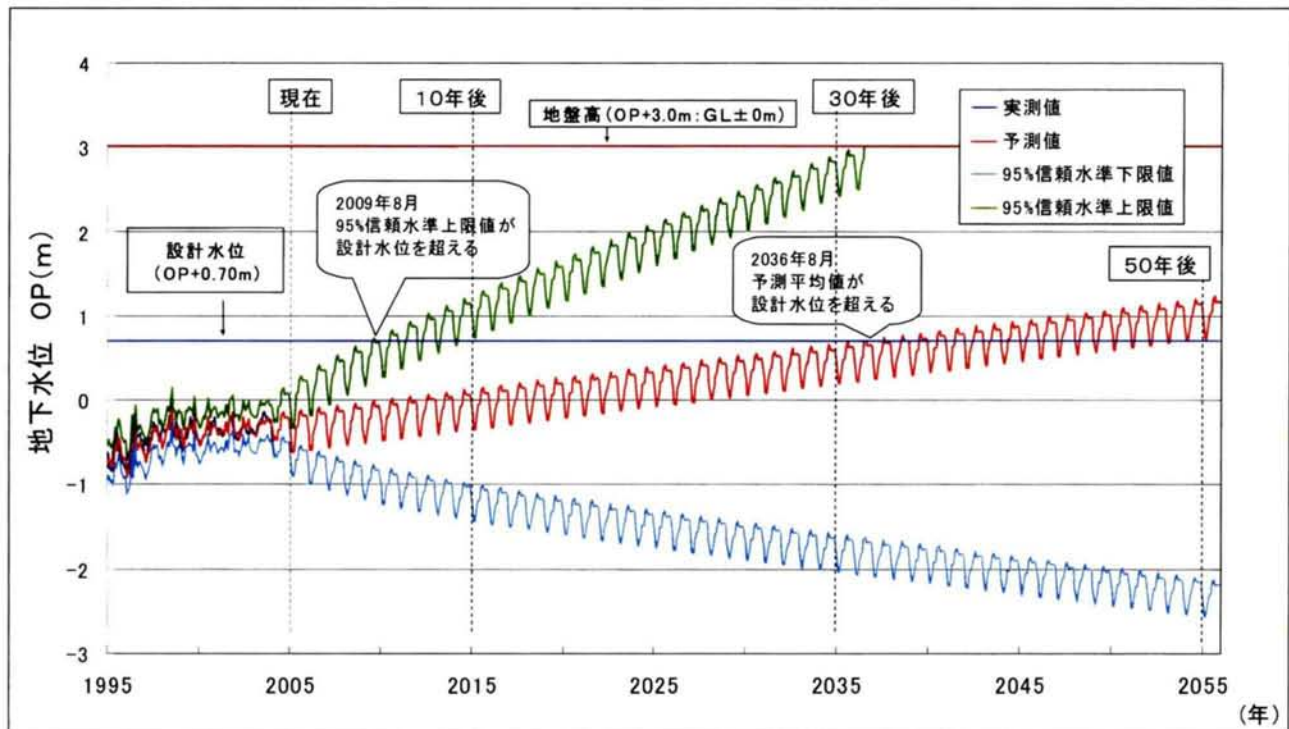


図 6.8-4 地下水位変動の将来予測

図 6.8-4 に示すように、時系列分析により、地下水位の予測値(期待値)，95%信頼水準上限値および下限値を推定した。ただし、95%信頼水準上限値については、2036 年 8 月に地下水位が地盤高(OP+3.0m)に達したため、これ以降は地盤高(OP+3.0m)と同レベルとした。グラフより、95%信頼水準上限値が 2009 年 8 月に設計水位を超えること、また予測値(期待値)が 2036 年 8 月に設計水位を超えることが見てとれる。すなわち、供用期間中に、地下水位が設計水位を上回る可能性があることを示唆している。

6-8-3 地下水位変動リスクによる液状化時安定性の照査

この地下水位変動に対し、前述のU型擁壁を対象に、液状化時の浮き上がり量(6-6 で提案した設計法により算出)に着目したリスク評価を行った。なお、図 6.8-4 に示すように、正規分布に基づく連続量の確率分布を仮定している。このため、この確率分布に基づく浮き上がり量を算定するためには、モンテカルロシミュレーションを行う必要がある。しかし、ここでは議論を簡素化するため、離散的に以下の 3 種類の地下水位に対する

浮き上がり量を代表値として採用する。すなわち、地下水位の予測値(期待値)を「最尤シナリオ」、95%信頼水準上限値を「悲観的シナリオ」、下限値を「楽観的シナリオ」と呼ぶことにする⁶⁾。図 6.8-5 は、3つの地下水位変動シナリオによる浮き上がり量の変化を示している。悲観的シナリオにおける 30 年後までの浮き上がり量の増加が大きい。図 6.8-6 は、図 6.8-5 の内容について縦軸を浮き上がりに対する安全率として表したものである。ここでは、安全率として許容浮き上がり量と浮き上がり量の比を用いた。なお、許容浮き上がり量は、道路トンネル構造物の建築限界、維持管理空間等を考慮した内空余裕から、10cm と設定した。図 6.8-6 の安全率の変化より、いずれのシナリオにおいても、50 年後まで、安全率 5 以上を維持しており、液状化時における構造物の安全性が確保されていることがうかがえる。

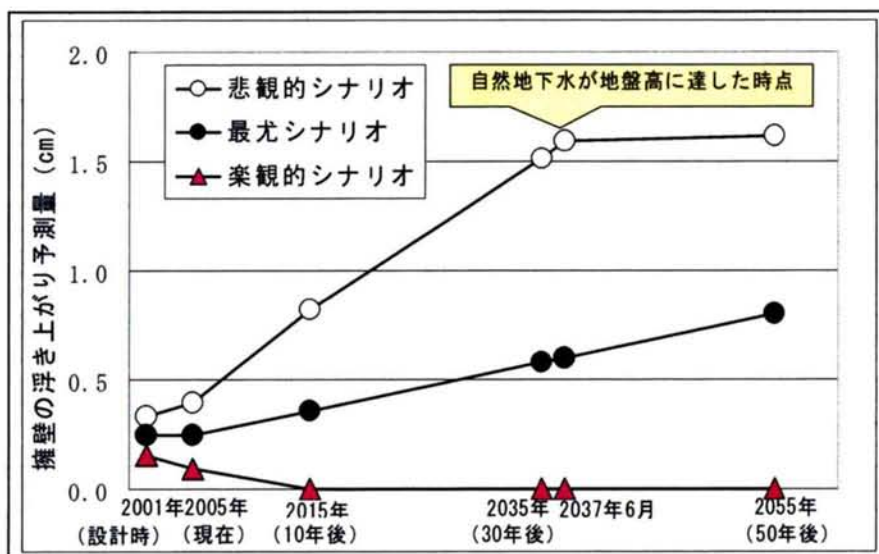


図 6.8-5 地下水位変動に伴う浮き上がり量の変化

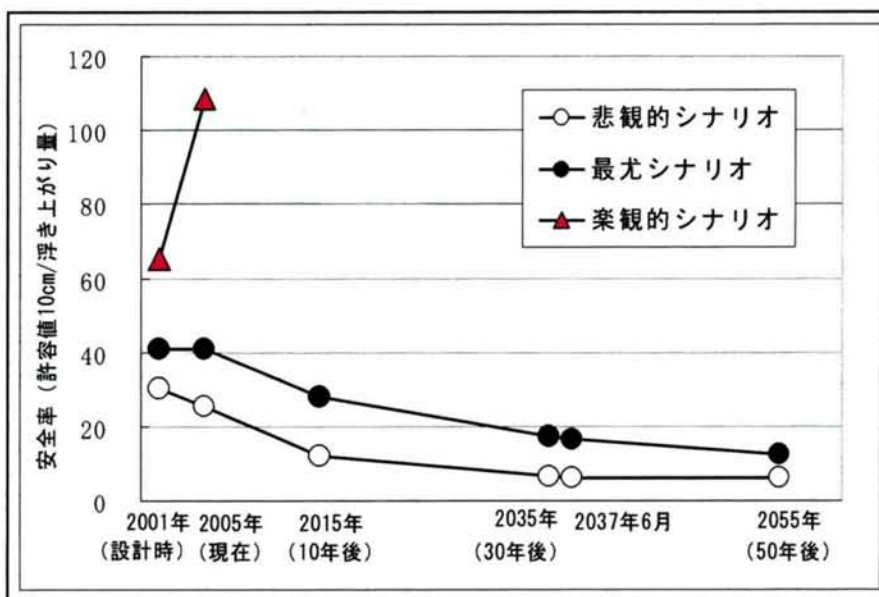


図 6.8-6 地下水位変動に伴う浮き上がり安全率の変化

6-9 設計手法のまとめ

遮水壁を利用した地震時液状化対策工法では、対象構造物や原位置の地盤条件等にあわせて遮水壁を設計することになる。ここでは、遠心模型振動実験および梁バネ解析の結果などを検討することにより、遮水壁による液状化対策工法としての実用性を検証するとともに、「液状化対策効果を期待する遮水壁設計手法」の提案を行った。

1) 遮水壁の設置による構造物の浮き上がり量の変化について

遮水壁を設置しない実験-1の浮き上がり量が最も大きく、遮水壁を設置した場合の構造物の浮き上がり量は実験-1に比較して小さくなっており、遮水壁の設置が構造物の浮き上がり変位抑止に効果があることを示している。ただし、同じ厚さの遮水壁を設置した場合でも液状化層厚や非液状化層厚によって浮き上がり量が異なっており、これらの要因の構造物の浮き上がり量に及ぼす影響は有意である。

2) 構造物の浮き上がり量と遮水壁の変形量の関係について

液状化圧により遮水壁が構造物側に変形した場合には、その変形面積に相当する分だけ構造物が上方に変位する必要がある。その変位量は構造物両側の遮水壁の変形面積の和を構造物の幅で除した値になる。実験結果から明らかなように、構造物の浮き上がり量は液状化圧が作用した状態での遮水壁の変形量を推定することにより算出できることがわかった。

3) 遮水壁の変形要因と数値解析について

ここでは、解析精度の向上を求めて、実験上生じた二つの現象についてその影響を検討した。ひとつは、非液状化層の過剰間隙水圧が上昇すると有効拘束圧が低下するため地盤の剛性が低下する可能性があるが、解析では非液状化層の剛性低下が見込まれていない点である。もうひとつは、構造物が浮き上がった場合は遮水壁間の地盤の液状化層厚が増加した場合と等価であるので、壁の変形に伴う構造物の浮き上がりおよび周辺地盤の沈下により壁に作用する液状化圧の载荷スパンが変化する点である。

非液状化層の剛性低下を考慮した場合には、実験-2では変位分布の実測値と解析結果の整合性が改善されたが、実験-3では両者の関係が悪化している。また、曲げモーメントの分布でも両者の対応が悪く、関係が改善されたとは言い難い。

構造物の浮き上がりによる液状化圧の载荷スパンの変化の影響は、構造物の浮き上がり変位量が多いケースに顕著に表れ、今まで実測値との対応が悪かった実験-3の曲げモーメントにおいて非液状化層の過剰間隙水圧の上昇と構造物の浮き上がりによる液状化圧の载荷スパンの変化を考慮に入れた梁バネ解析結果は実測値と良く対応している。

また、梁バネ解析結果に基づけば実験-2と実験-3で非液状化層のうち1m程度が塑性化（地盤反力が受動土圧を超えている）している。この数字は実験-3では根入れ長さの2/3にあたる値であり、実験条件にかなり厳しいものであることが明らかになった。

構造物の浮き上がり量と遮水壁の変形面積を比較した結果、梁バネモデルの解析において、①過剰間隙水圧上昇に伴う非液状化層の剛性の低下、②構造物浮き上がりに伴う遮水壁に作用する液状化圧の载荷スパンの変化を考慮すると、解析結果は実測の浮き上がり量と良い対応を見せている。これらの解析で用いた諸定数は設定するのが容易なもののばかりであり、液状化に伴う遮水壁の変位や断面力は梁バネ解析を用いて予測することが可能であるといえる。

4) 構造物の浮き上がりに影響を与えるパラメータの検討（模型実験）

構造物の浮き上がり量に影響を及ぼす要因を評価するために、実験値及び解析結果の比較を行なった。

①遮水壁の剛性の影響

構造物の浮き上がり量と遮水壁の曲げ剛性の関係を示した図において、実験結果と解析値は良く対応しており、梁バネモデルによる解析は遮水壁剛性の変化が構造物の浮き上がり量に与える影響を適切に評価できることを示している。

また、通常の土留め壁（Ⅲ型～Ⅴ型鋼矢板）を遮水壁として用いた場合の構造物の浮き上がり量は極めて小さく、構造物下の液状化層厚が6mある場合でもⅣ型鋼矢板を用いれば構造物の浮き上がり量は1cm以下になることがわかった。

実験時の遮水壁の変形および曲げモーメント分布から、壁の剛性が増加すると変形量が減少し、断面力が増加する傾向が良く現れていることがわかった。

②構造物下の液状化層厚の影響

構造物下の液状化層厚と構造物の浮き上がり量の関係を示した図から、液状化層厚のみが異なる実験結果と解析値は良く対応しており、梁バネモデルによる解析は構造物下の液状化層厚の変化が構造物の浮き上がり量に与える影響を適切に評価できることを示している。

また、構造物の浮き上がり量は構造物下の液状化層厚の増加に伴い急激に増加するが、遮水壁としてⅤ型鋼矢板を用いた場合には、液状化層厚7m程度でも構造物の浮き上がり量は10mm程度である。

実験時の遮水壁の変形および曲げモーメント分布を比較した図からは、遮水壁にとって載荷スパンである液状化層厚が変化した場合の傾向がよく現れている。

③遮水壁の根入れ長さの影響

構造物の浮き上がり量と遮水壁の根入れ長さの関係を示した図であるが、根入れ長さの変化に伴う浮き上がり量の変化に比較して実験のバラツキの方が大きく、遮水壁の根入れ長さのみが異なる実験-6と実験-2の傾向はあまり明確には現れていない。

各種剛性の遮水壁に対して解析を行った結果、根入れ長さがある程度以上になると構造物の浮き上がり量に影響を及ぼさなくなり、その傾向は遮水壁の剛性が大きいほど顕著であることを示している。全体的に、構造物の浮き上がり量に対する遮水壁の根入れ長さの影響が小さいことを示唆している。

5) 設計手法の提案

遮水壁を用いた液状化対策工法の基本的な設計ステップを、設計フローで示した。設計ステップは、地震動に対する設計、液状化圧に対する設計、液状化後の沈下に対する設計などからなる。

① 地震動に対する設計

- ・液状化圧作用時までの遮水壁の健全性を保証するために地震動に対する設計を行う。
- ・設計には地盤の液状化による影響を考慮できる手法を用いる。
- ・設計上の遮水壁の限界応力は通常の許容応力以上のものを用いても良い。
- ・地震動により遮水壁が塑性化する場合は当該箇所をヒンジとして取り扱う等の配慮を行う。

② 液状化圧に対する設計

- ・液状化圧が作用した時点での遮水壁の応力および変形は梁として解く。
- ・非液状化層は限界反力を設定した弾性支承として取り扱う。
- ・非液状化層が砂質土の場合は過剰間隙水圧上昇による剛性の低下を考慮する。

- ・必要に応じ、遮水壁に作用する液状化圧の浮き上がりによる載荷スパンの変化を考慮する。
- ・非液状化地盤の塑性化領域は液状化した土の回り込みが懸念されない範囲に収める。

③ 液状化終息後の沈下に対する設計

- ・液状化終息に伴う構造物の沈下は液状化時の地盤の変形などを考慮できる方法で設定する。

6) 設計手法の適用性の検討

阪神高速道路の構造物に対する本液状化対策工法の適用性を検討するために、モデルケースを設定して解析を行った。モデルケースの構造物幅は20～25mが多く、構造物下の液状化層厚は淀川左岸線が最大12m、神戸山手線が最大6mである。遮水壁根入れ層（非液状化層）は、淀川左岸線ではAc1層であるが、神戸山手線ではAc2層とAg2層の二通りに分かれた。

① 遮水壁の剛性と構造物の浮き上がり量の関係

今回のモデルケースでは、構造物下の液状化層厚が厚く根入れ部のせん断剛性の小さい淀川左岸線の場合でもⅢ型鋼矢板を用いれば構造物の浮き上がり量はたかだか30mm程度であり、液状化層が薄く根入れ部のせん断剛性の大きい神戸山手線の場合は5mm程度であることがわかった。

② 遮水壁の剛性と断面力の関係

部材の耐力については、例えば部材断面を鋼矢板Ⅲ型とした場合、液状化層厚8mの場合でも遮水壁に発生する曲げモーメントは十分に許容できる範囲であることがわかった。

③ 構造物下の液状化層厚と構造物の浮き上がり量の関係

液状化層厚が薄くなると構造物の浮き上がり量が急激に減少する傾向が現れた。

④ 遮水壁の最大応力と液状化層厚の関係

本工法では基本的に遮水壁を等分布荷重の作用した梁として取り扱っており、載荷スパンである構造物下の液状化層厚の影響は顕著になるが、通常範囲では遮水壁の応力は長期許容応力を下回っていることがわかった。

⑤ 遮水壁の根入れ長さと構造物の浮き上がり量の関係

モデルケースでの検討でも構造物の浮き上がり量や遮水壁の最大応力に及ぼす遮水壁の根入れ長さの影響は小さかった。ただし淀川左岸線モデルケース、液状化層厚8mの条件下では遮水壁としてV型鋼矢板を用いた場合には、根入れ長さが1.1m以下では根入れ部の地盤が全面塑性化し遮水壁のバランスが取れなかった。それ以外の場合では根入れ長さ1mでも地盤に弾性域が残り、遮水壁のバランスを取ることができた。

7) 地下水位変動リスクによる液状化時安定性の照査

ここでは、「遮水壁を用いた液状化対策工法」が将来の地下水位上昇等の不確実な自然リスクを受けた場合に、構造物として液状化時の安全性を確保できるのかという観点から検討を行った。すなわち、将来想定される地下水位の期待値からのはずれ量をリスクとして捉え、U型擁壁を対象に液状化時の地中構造物の浮き上がり量に着目した評価を行い、安全性を確認した。

第6章 参考文献

- 1) 西垣誠：地下構造物と地下水環境，理工図書，pp. 4-16, 2002
- 2) Yuzo Ohnishi, Hiroyasu Ohtsu, Nobuhiko Hamada, Kunihiro Hayashi : Groundwater Behavior and Land Subsidence Caused by Underground Highway Construction Projects, EIT-JAPAN-AIT Workshop on Geo-Engineering in Groundwater, Land Subsidence, Exploration Geophysics and Underground Rock Engineering, pp.211-216, 2004
- 3) Noppadol Phienwej, 大津宏康, Nutthapon Supawiwat, 高橋健二：バンコクにおける地下水揚水に伴う地盤沈下，土と基礎，53-2(565)，2005
- 4) 「地下水制御が地盤環境に及ぼす影響評価に関する調査研究委員会」土木学会関西支部：地下水制御による地震災害リスク低減効果の経済評価，土木学会論文集 No.777/VI-65, pp.205-214, 2004
- 5) 石村貞夫：SPSS による時系列分析の手順，東京図書，1999
- 6) 大津宏康，尾ノ井芳樹，大西有三，高橋徹，坪倉辰雄：力学的地盤リスク要因による建設コスト変動の評価に関する研究，土木学会論文集 No.756/VI-62, pp.117-129, 2004

第7章 結 論

第7章 結論

これまで検討してきた「遮水壁を利用した地震時液状化対策工法」は、遮水壁により構造物下位の液状化地盤を閉鎖空間化することにより、構造物の浮き上がりを抑制することをめざしたものである。本工法を採用すれば、従来の地盤改良工法に比べて大幅な工費の縮減が可能になるとともに、環境にも優しい工法の実現が可能になると考えられる。本研究により、これまで設計手法の確立されていなかった「遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策工法」について、その有効性が確認されるとともに、遠心载荷模型振動実験、数値解析、設計上の要因分析の結果を反映した具体的な設計手法の提案を行うことができた。

以下に、本研究で得られた知見をまとめ、結論とする。

第1章は序論であり、都市空間の有効利用と環境面への配慮から地中構造物が浅層化していること、液状化の可能性の高い沖積砂層に位置する可能性が高まっていること、事業実施に向けたコスト縮減の要請から仮設構造物等の有効利用の必要性が高まっていること等、本研究の背景と目的を明確にした。

第2章では、過去の地中構造物の液状化による被害、特に液状化による浮き上がり被害に焦点を当てて振り返った上で、液状化対策の変遷と設計法の概要を述べた。また、液状化時の地中構造物の浮き上がり現象とその防止目的で用いられている工法に関する既往の研究について概観し、課題を整理した。その結果、地中構造物の液状化時の浮き上がり現象を定量的に評価し、浮き上がり対策について変位量に着目した具体的設計法を提案することの重要性を示した。

第3章では、本論文で扱う「遮水壁を利用した地震時液状化対策工法」の原理について述べるとともに、本工法の浮き上がり防止効果の有効性の検証と設計手法の提案に用いた遠心力载荷模型振動実験方法の概要と有効応力解析、梁バネモデルを用いた数値解析手法の概要について述べた。

第4章では、遮水壁の有効性を確認する目的で、構造物の浮き上がりに関する遠心模型振動実験を7ケース実施した。縮尺1/30の模型を設置したせん断土槽に対し、30gの遠心力载荷を行い、地盤の液状化が生じる過程での地中構造物周辺に生じる現象を再現した。まず、遮水壁のないケースについて、液状化に伴う構造物の浮き上がりの発生を確認するとともに、液状化時における周辺からの地盤の回り込み現象を確認した。次に、遮水壁を設置した場合の実験により、本工法の効果、メカニズムの検証を行った。実験結果から遮水壁の設置により、地中構造物の浮き上がり変位が大幅に低減できること、同じ断面の遮水壁を用いても液状化層の厚さにより浮き上がり変位量が変化することなどが明らかになった。また、遮水壁と構造物の間を工夫し、構造物下の液状化地盤を閉鎖空間化することにより液状化時の構造物の浮き上がり変位量を大幅に減少させることが可能であることがわかった。さらに、遮水壁の剛性、液状化層厚といったパラメータが、浮き上がり抑止効果に影響を与えることが明確になった。

第5章では、遮水壁が地震時にどのような挙動をするかを評価するために数値解析を実施した。また、遮水壁の有効性に影響を与える要因を調査する目的から、設計上クリティカルになると考えられる地震主要動時の有効応力解析と液状化時の梁バネモデルによる非線形骨組解析を実施した。

有効応力解析による過剰間隙水圧および応答加速度の時刻歴計算結果は、遠心実験での結果とよく整合したが、矢板天端の変位は遠心実験結果とあまり整合せず、特に残留変位が解析では生じなかった。しかし、

梁バネモデルによる液状化後の壁の変形計算では実験結果と整合性のある結果を得た。曲げモーメント時刻歴は実験値と良い整合性を示したが、液状化時は、振動中に比較して値が小さかった。

梁バネ解析による壁の変形量から算出した浮き上がり量は、実験値とよい対応を見せたが、実測値より計算値のほうが小さな値を示した。この原因として、非液状化層の過剰間隙水圧上昇による剛性の低下を見込んでいないことが考えられたため、次章において検討を加えた。

実構造物を対象とした有効応力解析では、設計地震動でBk層とAs層は完全に液状化した。振動中の矢板の最大応力は剛性の高い間詰め材を用いた場合に、矢板の縁応力が降伏応力度を超える可能性があるが、剛性の低い間詰め材では降伏応力度以下になることを示した。矢板断面力の時刻歴波形では、曲げモーメントが大きな値を示す時刻は、入力加速度の大きな地震主要動時と液状化が生じた後の時間帯であった。遮水壁の変形に伴う浮き上がり量は、4mm程度と極めて小さく、液状化圧により矢板に生じる曲げモーメントは地震主要動時に比較して小さくなる結果が得られた。

第6章では、第4章、第5章の結果をもとに、設計手法提案に向けた要因の分析を行ったうえで、「液状化対策効果を期待する遮水壁設計手法」の提案を行った。①遮水壁を設置することにより構造物の浮き上がり変位量が減少すること、②構造物の浮き上がり変位量は遮水壁の変形量に連動して変化すること、③遮水壁の変形量に影響を与える因子は解析によって評価できることの3つの点に着目して、設計手法の開発に臨んだ。

さらに設計手法に用いる梁バネモデルの解析精度を高めるため、実験上生じた二つの現象についてその影響を検討した。ひとつは、非液状化層の過剰間隙水圧が上昇すると有効拘束圧が低下するため地盤の剛性が低下する可能性があるが、第5章の解析において非液状化層の剛性低下を見込んでいない点である。もうひとつは、構造物が浮き上がった場合は遮水壁間の地盤の液状化層厚が増加した場合と等価であるので、壁の変形に伴う構造物の浮き上がりおよび周辺地盤の沈下により壁に作用する液状化圧が変化する点である。非液状化層の剛性低下の考慮については、明確な設計手法の改善には至らなかったが、構造物の浮き上がりによる液状化圧の変化の影響は、構造物の浮き上がり変位量が大きいケースについて顕著に表れ、設計上考慮する必要性のあることを示唆した。

さらに、構造物の浮き上がり量と遮水壁の変形面積を比較した結果、梁バネモデルの解析において、①非液状化層の過剰間隙水圧上昇に伴う剛性の低下、②構造物浮き上がりに伴う遮水壁に作用する液状化圧の変化の双方を考慮すると、解析結果は実測の浮き上がり量と良い対応を見せた。これらの解析で用いた諸定数は設定するのが容易なものばかりであり、液状化に伴う遮水壁の変位や断面力は梁バネ解析を用いて予測することが可能であることを示した。

また、本設計手法の適用性を確認する目的で、今後の道路構造物諸元を想定したケーススタディを実施し、実用性の照査を実施した。さらに、近年の地下水回復傾向を考慮し、将来の地下水位変動をリスクとして捉えた液状化時の浮き上がり安定性への影響に対して考察を加えた。

以上述べたように、「遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策工法」は、周辺地盤の液状化に伴う地中構造物の浮き上がり抑止工法として従来から実用性の高いことが認識されてきたが、これまで定量的評価がなされていなかった。本研究により、本工法の具体的な設計手法を示すことができ、今後現場での適用が進んでいくものと考えられる。本工法については、また、現場における既設構造物の耐震性向上策（液状化対策）への適用とともに、液状化時の地中構造物の流動対策にも効果があると考えられることから、今後これらの面での検討も有意義であると考えられる。

謝 辭

謝 辞

本論文は、著者が阪神高速道路公団において実施してきた研究の内容と平成16年10月から17年9月にかけて京都大学大学院工学研究科博士後期課程(都市環境工学専攻)において研究した成果をとりまとめたものです。その内容は、平成11年度から15年度にわたり阪神高速道路公団において参画した「淀川左岸線(2期)の建設に関する検討委員会」での議論を基に、その中の課題のひとつである「遮水壁を利用した地中構造物の地震時液状化対策設計法」の提案に向けて実施した基礎的な実験研究の成果を発展させたものです。

本論文をまとめるにあたり、終始懇切なご指導を賜りました京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻教授大西有三先生に心より御礼を申し上げます。大西有三先生には、博士課程での講義をはじめ、本論文の構成面から全体に渡りまして、常に大局的見地から、独創性、社会的貢献の観点を重視して研究することの大切さを教えていただきました。京都大学地球環境学大学院社会基盤親和技術論教授嘉門雅史先生には、大学時代の卒業論文、修士論文執筆に引き続き、今回もご指導を賜り、未熟な著者に工学的研究の取り組み方、その哲学、方法論を教えていただきました。京都大学国際融合創造センター融合部門教授大津宏康先生には、博士課程での講義と本論文の詳細につきまして懇切なご指導をいただくとともに、リスクマネジメントやその評価手法をはじめとして多岐にわたる課題についての的確なご指導を賜りました。厚く御礼を申し上げます。

さらに、京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻助教授西山哲先生には、数々のご配慮ならびにご指導、激励を賜りました。ここに深く御礼申し上げます。

本論文のテーマとなりました「遮水壁を利用した液状化対策」は、阪神高速道路の淀川左岸線(1期)において試験施工するとともに、その延伸部である淀川左岸線(2期)においても積極的に採用する方向で検討した課題であります。「淀川左岸線(2期)の建設に関する検討委員会」(委員長：大西有三先生)でお世話になりました委員の綾史郎先生(大阪工業大学工学部都市デザイン工学科教授)、大津宏康先生、清野純史先生(京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻助教授)、角哲也先生(京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻助教授)には、この委員会での審議を通じて種々のご指導をいただきました。また、本テーマについて審議いただいた阪神高速道路公団技術審議会(会長：松井保福井工業大学教授)、同技術審議会基礎・地下構造分科会(主査：大西有三先生)、同技術審議会耐震設計分科会(主査：高田至郎神戸大学工学部教授)、同地中構造物検討委員会(委員長：松井保先生)の委員の方々には、重ねて御礼申し上げます。

また、本論文を執筆する上で、各種学会での委員会活動を通じて得た知識、知見が貴重な役割を果たしてくれました。それらは、土木学会地震工学委員会「レベル2地震動による液状化研究小委員会」(委員長：國生剛治中央大学理工学部土木工学科教授、副委員長：安田進東京電機大学理工学部建設環境工学科教授)や地盤工学会「液状化地盤中の杭の挙動と設計法に関する研究委員会」(委員長：水野二十一建築研究振興協会建築住宅研究所研究専門役、副委員長：安田進先生)の委員会などであり、関係する委員の方々にはこの場を借りて厚く御礼申し上げます。

また、実務に携わる技術者としてのご助言をいただいた皆様にも御礼申し上げます。本研究の骨格である実験・解析等をともに実施し、ご指導いただいた(株)清水建設技術研究所後藤茂氏、真野英之氏、福武毅芳氏、同関西支店竹束正孝氏、「淀川左岸線（２期）の建設に関する検討委員会」の課題にともに取り組んでいただいた(株)建設技術研究所大阪本社李圭太氏、小林猛司氏、地下水位変動リスクによる液状化時安定性照査にともに取り組んでいただいた日本工営(株)杉山仁實氏、同大阪支店小阪陽克氏をはじめとする関係各位に深く感謝の意を表します。

さらに、阪神高速道路公団の職場の上司、同僚の方々には大変お世話になり感謝の言葉もございません。京都大学大学院工学研究科博士後期課程(都市環境工学専攻)への入学を快諾いただくと同時に本研究の推移を温かく見守っていただいた審議役幸和範氏、工務部長石崎浩氏、工務第一課長南莊淳氏、本論文の作成に際し直接の上司の立場から暖かくご指導いただきました大阪建設局長松浦健二氏、同建設企画部長杉山守久氏、また「淀川左岸線（２期）の建設に関する検討委員会」の設立当時に直属の上司でありました大志万和也氏、北沢正彦氏に厚く御礼申し上げます。さらに、本研究に関する業務を共に実施してきた長沼敏彦氏、足立幸郎氏、小林寛氏、伊藤学氏、吉村敏志氏、現在の職場の同僚である金治英貞氏、石橋照久氏、中島隆氏、尾関良純氏、林訓裕氏、富澤康雄氏、その他ここですべてのお名前を挙げることはできませんが、数多くの方々からご指導、ご支援をいただきました。厚く御礼申し上げます。

また、京都大学大学院工学研究科在学中は、ジオフロント環境工学講座（大西研究室）の皆様、上原真一助手、そして伊藤榮利子秘書に大変お世話になりました。心より感謝いたします。

最後に、著者を支え、応援してくれた妻裕木子と長男準哉、そして著者を育ててくれた父と亡き母に感謝の意を表する次第です。

発表論文一覧

発表論文一覧

1. 査読付き論文

- (1) Atsushi NANJO, Nobuhiko HAMADA, Manabu ITOH

Countermeasure against Ground Flow for a Road Bridge (Hanshin Expressway), Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol.4, No.3 (Special Issue), 日本地震工学会論文集編集委員会, pp.364-369, 2004

- (2) 浜田信彦, 尾関良純, 大津宏康

液状化対策における仮設構造物の有効利用とその効果, 土木学会建設マネジメント委員会建設マネジメント研究論文集 Vol.11, pp.301-308, 2004

- (3) 浜田信彦, 伊藤学, 大西有三, 後藤茂, 真野英之, 福武毅芳

遮水壁による地中構造物の液状化時浮き上がり防止工法, 土と基礎 Vol. 53 No. 7/Ser. No. 570, 地盤工学会, pp.23-25, 2005

- (4) 浜田信彦, 後藤茂, 真野英之, 大西有三

遮水壁を用いた地中構造物の液状化時浮き上がり対策効果の定量化, 土木学会論文集Ⅲ部門(掲載予定)

2. 国際会議, シンポジウム等での発表, 投稿論文

- (1) US-Japan Bridge Workshop

Hiroshi Ishizaki, Nobuhiko Hamada: Damage Assessment and Reconstruction Design of Hanshin Expressway Bayshore "Wangan" Route, UJNR 日米橋梁ワークショップ, 1995.5

- (2) The third International Geotechnical Engineering Forum (KIG-Forum'97)

Hiroshi Ishizaki, Nobuhiko Hamada, Noriaki Egawa: Restoration of Foundation Structures in Hanshin Expressway Bayshore "Wangan" Route, 地盤工学会関西支部|第3回国際地盤工学フォーラム (KIG-Forum'97/Kobe)], pp. 275~284, 1997.1

- (3) US-Japan Lifeline Workshop

Toru Yonekura, Nobuhiko Hamada, Kiyoshi Yamamura: Influence of the Restoration of Hanshin Expressway Kobe Route from the Earthquake upon the Surrounding Area, UJNR 日米ライフラインワークショップ, 1997.11

- (4) Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems

Motohiko Nishibayashi, Nobuhiko Hamada: Post Disaster Operation, Restoration Efforts of Urban Expressway Networks following the Hyogoken-Nanbu(Kobe) Earthquake, Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, INCEDE Report No. 13, pp.217-244, 1999.12

- (5) 16th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering

a. Yasunobu Ishizaki, Nobuhiko Hamada : Social Effect of Expressway Restoration from Kobe Earthquake, Congress Report of 16th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, pp.360-361, 2000.9

b. Hiroshi Ishizaki, Nobuhiko Hamada : Restoration and Seismic Retrofit of Highway Substructure,

Congress Report of 16th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, pp.386-387, 2000.9

(6) International Conference on Probabilistics in Geotechnics (Technical and Economic Risk Estimation)

Nobuhiko Hamada, Yuzo Ohnishi, Hiroyasu Ohtsu, Junji Kiyono, Kyu Tae Lee : Risk Estimation of Road Structure along River Levee in Case of Earthquake, International Conference on Probabilistics in Geotechnics, Technical and Economic Risk Estimation, pp.393-402, 2002.9

(7) IS-OSAKA2004

Nobuhiko HAMADA, Hiroshi KOBAYASHI, Satoshi YOSHIMURA, Shigeru GOTO, Hideyuki MANO, Kiyoshi Fukutake and Atsuo ONOUE : Effects of Cut off Walls against Uplift of an Underground Structure , IS-OSAKA2004 Engineering Practice and Performance of Soft Deposit, pp.355-360, 2004.6

(8) EIT-JAPAN-AIT Joint Workshop in 2004

Yuzo Ohnishi, Hiroyasu Ohtsu, Nobuhiko Hamada, Kunihiro Hayashi : Groundwater Behavior and Land Subsidence Caused by Underground Highway Construction Projects, EIT-JAPAN-AIT Workshop on Geo-Engineering in Groundwater, Land Subsidence, Exploration Geophysics and Underground Rock Engineering, pp.211-216, 2004.9

(9) IW-SHIGA 2005

Nobuhiko HAMADA, Shigeru GOTO, Hideyuki MANO, Yuzo Ohnishi and Atsuo ONOUE : Mitigation Effect of Cut-off Walls for Floating up Displacement of Buried Structure Liquefiable Soil, International Workshop on the Mitigation and Countermeasures of Ground Environment, 2005.9 (掲載予定)

(10) Hanoi Geoengineering 2005

Nobuhiko Hamada, Hiroyasu Ohtsu, Takashi Nakashima, Harukatsu Kosaka and Chihiro Shinada : Risk Analysis for the Stability of Underground Structure by Groundwater Fluctuation, An International Workshop on Integrated GeoEngineering for a Sustainable Infrastructure Development, 2005.11 (掲載予定)

3. 国内学協会講演会等での発表, 投稿論文

(1) 土木学会年次学術講演会

- a. 浜田信彦, 塚本学, 李圭太 : 河川堤体に近接する地中構造物の動的安定性に関する検討, 土木学会第 56 回年次学術講演会, 2001. 10
- b. 浜田信彦, 李圭太, 白井挙次 : 河川空間を利用した道路計画に関する一考察, 土木学会第 57 回年次学術講演会, 2002. 9
- c. 浜田信彦, 清野純史, 李圭太 : 河川堤体に近接する地中構造物の地震時挙動に関する比較検討, 土木学会第 58 回年次学術講演会, 2003. 9
- d. 清野純史, 小野祐輔, 蔵重幹夫, 藤井康男, 浜田信彦, 李圭太 : 近接線状構造物の河川堤防への影響について, 土木学会第 58 回年次学術講演会, 2003. 9
- e. 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 後藤茂, 真野英之, 福武毅芳, 竹東正孝, 清水文夫 : 遮水壁による地中構造物の液状化時浮上がり防止効果の研究 (その 1) 浮上がり防止効果の原理と設計方法, 土木学会第 58 回年次学術講演会, 2003. 9
- f. 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 後藤茂, 真野英之, 福武毅芳, 竹東正孝, 清水文夫 : 遮水壁による地中構造物の液状化時浮上がり防止効果の研究 (その 2) 遠心模型実験による浮上が

り防止効果の検証, 土木学会第 58 回年次学術講演会, 2003. 9

- g. 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 後藤茂, 真野英之, 福武毅芳, 竹束正孝, 清水文夫: 遮水壁による地中構造物の液状化時浮上がり防止効果の研究 (その 3) 有効応力解析による遮水壁の耐震性の検証, 土木学会第 58 回年次学術講演会, 2003. 9
- h. 浜田信彦, 林訓裕, 後藤茂, 田地陽一, 真野英之, 竹束正孝: 遮水壁による地盤液状化時の地中構造物の側方変位抑止, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 2005. 9 (掲載予定)

(2) 地盤工学研究発表会

- a. 清野純史, 土岐憲三, 山下英郎, 浜田信彦, 李圭太: 3次元動的応答解析に基づく半地下構造物の地震時挙動について, 地盤工学会第 37 回地盤工学研究発表会, 2002. 7, pp. 1773-1774
- b. 清野純史, 小野祐輔, 蔵重幹夫, 浜田信彦, 李圭太: 半地下構造物が近接する河川堤防の動的挙動について, 地盤工学会第 38 回地盤工学研究発表会, 2003. 7, pp. 1829-1830
- c. 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 後藤茂, 真野英之, 福武毅芳, 竹束正孝, 清水文夫: 遮水壁を用いた液状化時の地中構造物の浮上がり防止工法に関する研究 - その 1 工法の基本概念と実構造物での設計例 -, 地盤工学会第 38 回地盤工学研究発表会, 2003. 7, pp. 1855-1856
- d. 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 後藤茂, 真野英之, 福武毅芳, 竹束正孝, 清水文夫: 遮水壁を用いた液状化時の地中構造物の浮上がり防止工法に関する研究 - その 2 遠心模型実験による現象の確認と設計方法の評価 -, 地盤工学会第 38 回地盤工学研究発表会, 2003. 7, pp. 1857-1858
- e. 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 後藤茂, 真野英之, 福武毅芳, 竹束正孝, 清水文夫: 遮水壁を用いた液状化時の地中構造物の浮上がり防止工法に関する研究 - その 3 数値解析による耐震性の評価 -, 地盤工学会第 38 回地盤工学研究発表会, 2003. 7, pp. 1859-1860
- f. 高田佳彦, 小野祐輔, 清野純史, 玉井達毅, 浜田信彦, 李圭太: 河川堤防に近接する地中構造物と残置矢板の地震時挙動, 地盤工学会第 39 回地盤工学研究発表会, 2004. 7
- g. 小野祐輔, 清野純史, 玉井達毅, 浜田信彦, 李圭太: 地震動の伝播特性を考慮した河川堤防 - 道路トンネル系の 3次元解析, 地盤工学会第 39 回地盤工学研究発表会, 2004. 7
- h. 浜田信彦, 高田佳彦, 林訓裕: 河川堤体盛土による道路トンネル周辺の地盤変形解析, 地盤工学会第 39 回地盤工学研究発表会, 2004. 7
- i. 後藤茂, 浜田信彦, 林訓裕, 田地陽一, 真野英之, 竹束正孝: 地盤液状化時の遮水壁による地中構造物の側方変位抑止効果, 地盤工学会第 40 回地盤工学研究発表会, 2005. 7
- j. 浜田信彦, 中島隆, 大津宏康, 小阪陽克: 遮水壁を用いた液状化対策設計法と地下水変動によるリスク評価, 地盤工学会第 40 回地盤工学研究発表会, 2005. 7
- k. 浜田信彦, 高田佳彦, 林訓裕: 遮水壁を用いた地中構造物の液状化対策効果に関する解析的検討, 地盤工学会第 40 回地盤工学研究発表会, 2005. 7

(3) 土木学会地震工学委員会レベル 2 地震動による液状化に関するシンポジウム

- a. 後藤茂, 真野英之, 福武毅芳, 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 清水文夫, 竹束正孝: 遮水壁を用いた地中構造物の液状化時浮き上がり防止工法, 土木学会地震工学委員会レベル 2 地震動による液状化研究小委員会, レベル 2 地震動による液状化に関するシンポジウム論文集, pp. 443-448, 2003. 6

(4) 土木学会地震工学委員会地震工学研究発表会

- a. 浜田信彦, 清野純史, 李圭太: RC ボックス構造物が近接する河川堤防の動的安定性に関する検討, 土木学会地震工学委員会第 26 回地震工学研究発表会, pp. 1045-1048, 2001. 8
- b. 清野純史, 小野祐輔, 藤井康男, 蔵重幹夫, 浜田信彦, 李圭太: 半地下線状構造物が隣接する河川堤防の地震時挙動に及ぼす影響, 土木学会地震工学委員会第 27 回地震工学研究発表会, p. 199, 2003. 12

(5) 地盤工学会地盤工学シンポジウム

- a. 後藤茂, 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 福武毅芳, 真野英之, 清水文夫, 竹束正孝: 遮水壁による地中構造物の液状化時浮き上がり防止効果の評価方法, 地盤工学会第 48 回地盤工学シンポジウム, pp. 247-254, 2003. 11

(6) 日本道路会議

- a. 米谷作記子, 浜田信彦, 高田佳彦: 河川盛土に近接する半地下線状構造物の地震時動的解析, 日本道路協会第 25 回日本道路会議, 2003. 11